

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
SETOR DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE  
CONSTRUÇÃO CIVIL - PPGECC

**LIAMARA PAGLIA SESTREM**

**CONCEPÇÃO E IMPLANTAÇÃO DE UM PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DAS CONDICIONANTES GEOTÉCNICAS DE UMA ENCOSTA LITORÂNEA**

**CURITIBA  
2012**

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
SETOR DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE  
CONSTRUÇÃO CIVIL - PPGECC

**LIAMARA PAGLIA SESTREM**

**CONCEPÇÃO E IMPLANTAÇÃO DE UM PLANO DE  
INSTRUMENTAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DAS CONDICIONANTES  
GEOTÉCNICAS DE UMA ENCOSTA LITORÂNEA**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós Graduação em Engenharia da Construção Civil da Universidade Federal do Paraná como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil com Área de Concentração em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann

Co-orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dra. Andrea Sell Dyminski

**CURITIBA  
2012**

Sestrem, Liamara Paglia

Concepção e implantação de um plano de instrumentação para  
avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea /  
Liamara Paglia Sestrem . – Curitiba, 2012.

195 f.: il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor  
de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de  
Construção Civil.

Orientador: Alessandro Christopher Morales Kormann

Coorientadora: Andrea Sell Dyminski

1. Taludes (Mecânica do solo). 2. Beira-mar. 3. Estabilidade  
estrutural. I. Kormann, Alessandro Christopher Morales. II. Dyminski,  
Andrea Sell. III. Universidade Federal do Paraná. IV. Título.

CDD: 624.171

## TERMO DE APROVAÇÃO

**LIAMARA PAGLIA SESTREM**

### **CONCEPÇÃO E IMPLANTAÇÃO DE UM PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DAS CONDICIONANTES GEOTÉCNICAS DE UMA ENCOSTA LI- TORÂNEA**

**Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Pro-  
grama de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração  
Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca  
examinadora:**

Orientador:

---

Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann  
Universidade Federal do Paraná

Co-orientadora:

---

Prof<sup>ª</sup>. Dra. Andrea Sell Dyminski  
Universidade Federal do Paraná

Examinadores:

---

Prof. Dr. Eduardo Dell'Avanzi  
Universidade Federal do Paraná

---

Prof. Dr. Luiz Antonio Bressani  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Curitiba, 31 de maio de 2012.



## RESUMO

No Brasil, parte da malha viária que interliga os principais centros urbanos e industriais caracteriza-se por atravessar regiões com encostas naturais da Serra do Mar. Os maciços em questão, na maioria das vezes constituídos por solos de origem coluvionar ou residual, possuem uma dinâmica fortemente influenciada por agentes ambientais, dentre os quais se pode citar a ação da precipitação pluviométrica. Em consequência disso, as encostas litorâneas brasileiras se caracterizam pela ocorrência de processos diversos de movimentação do solo. À medida que as rodovias estão implantadas nesse meio sujeito a fenômenos de instabilização, assume particular importância o estudo de metodologias que contemplem uma avaliação de segurança e a consequente adoção de técnicas de engenharia eficazes, buscando-se maximizar o conforto dos usuários e minimizar custos de manutenção. O presente trabalho analisou um talude do Morro do Boi, localizado no sentido Sul da BR-101, na Serra do Mar Catarinense, entre os municípios de Balneário Camboriú e Itapema. Com base em uma análise do comportamento da encosta (condicionantes geotécnicas, históricos de instabilização e sistemas de estabilização propostos) um plano de monitoramento através de instrumentação foi desenvolvido. Nele, buscou-se um monitoramento do sistema meio ambiente – solo, onde a interpretação das informações geradas com a instrumentação proposta deverá resultar em um melhor entendimento de aspectos geológico-geotécnicos e hidrogeológicos, visto que os instrumentos foram selecionados de maneira a identificar variações de poro-pressões, deslocamentos da massa de solo e deformações do sistema de contenção. O trabalho compreendeu a definição dos instrumentos a serem utilizados bem como a instalação dos mesmos, posicionando-os em campo de maneira a se obter um arranjo que trouxesse representatividade aos parâmetros medidos. As leituras iniciais da instrumentação foram analisadas criticamente, buscando-se validar a adequação e o desempenho do sistema de monitoramento proposto.

**Palavras-chave:** Estabilidade de taludes. Serra do Mar. Instrumentação Geotécnica.

## **ABSTRACT**

In Brazil, part of the road network linking the main urban and industrial centers cross regions with natural slopes of the “Serra do Mar”. The mass in question is often originated of colluvial or residual soils, having a dynamic strongly influenced by environmental agents, among which may be mentioned the rainfall action. As a result, the Brazilian coastal slopes are characterized by the occurrence of various processes of landslide. Since several roads are located in this unstable environment, it is particularly important to study methodologies that include a safety assessment and the consequent adoption of effective engineering techniques, seeking to maximize the road user’s comfort and minimize maintenance costs. This study examined a slope of “Morro do Boi”, located the South direction of the BR-101 road, in Santa Catarina’s in “Serra do Mar”, between the cities of Balneário Camboriú and Itapema. Based on an analysis of the behavior of the slope (geotechnical conditions, history of instability and stabilization systems proposed) a monitoring plan by instrumentation was developed. In this plan, we aimed to monitor the environment - soil system, where the interpretation of the information generated by the proposed instrumentation should result in a better understanding of geological-geotechnical and hydrogeological aspects, since the instruments were selected in order to identify pore water pressure variations, landslides and containment system deformations. This work comprehends the definition and installation of the instruments to be used, positioning them in the field in order to obtain reliability to the measured parameters. The initial readings of instrumentation were carefully analyzed, seeking to validate the suitability and performance of the proposed monitoring system.

**Keywords:** Slope stability. Serra do Mar. Geotechnical Instrumentation.

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	11
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	14
2.1.	Encostas litorâneas .....	14
2.1.1.	Solo residual .....	14
2.1.2.	Solos coluvionares .....	16
2.2.	Sistemas de estabilização .....	17
2.3.	Instrumentação e monitoramento de taludes .....	22
2.3.1.	Propriedades avaliadas e principais instrumentos disponíveis .....	23
2.3.1.1.	Poros-Pressões positivas .....	23
2.3.1.2.	Sucção.....	32
2.3.1.3.	Deslocamentos horizontais.....	38
2.3.1.4.	Tensões .....	44
2.3.1.5.	Precipitações .....	48
2.3.1.6.	Aquisição dos dados.....	52
3.	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	53
3.1.	Localização .....	53
3.2.	Aspectos Geológicos.....	55
3.3.	Caracterização Geológica-Geotécnica .....	62
3.4.	Solução de estabilização .....	66

4.	DEFINIÇÃO DO PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO .....	70
4.1.	Considerações iniciais .....	75
4.2.	Definição dos sensores .....	76
4.2.1.	Monitoramento geotécnico .....	76
4.2.2.	Precipitações .....	80
4.2.3.	Sistema de contenção .....	82
4.2.4.	Sistema de aquisição de dados .....	88
4.2.5.	Sistema de aterramento .....	90
5.	IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO .....	92
5.1.	Inclinômetros .....	94
5.2.	Piezômetro Casagrande .....	98
5.3.	Piezômetros de corda vibrante .....	100
5.4.	Tensiômetros .....	107
5.5.	Células de carga .....	114
5.6.	<i>Strain gages</i> .....	118
5.7.	<i>Crackmeters</i> .....	123
5.8.	Pluviógrafo .....	124
5.9.	Sistema de cabeamento .....	126
5.10.	Casa de leituras .....	127
5.11.	Dificuldades encontradas .....	129

6.	ANÁLISE DAS LEITURAS INICIAIS .....	131
6.1.	Piezômetro Casagrande.....	134
6.2.	Piezômetros de Corda Vibrante.....	136
6.3.	Tensiômetros.....	141
6.4.	Inclinômetros .....	145
6.5.	Células de carga.....	148
6.6.	Strain gages .....	150
6.7.	Crackmeters .....	155
6.8.	Pluviógrafo .....	158
7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	161
7.1.	Conclusões.....	161
7.2.	Sugestões para trabalhos futuros.....	164
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	165

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estabilização com cortina cravada	19
Figura 2 - Estabilização com micro estacas - Exemplos de aplicação	20
Figura 3 - Solução de estabilização com grampos – (a) Exemplo de aplicação, (b) detalhe	20
Figura 4 - Solução de estabilização com tirantes - (a) Exemplo de aplicação, (b) detalhe	21
Figura 5 - Comparativo da utilização de sistemas de contenção com tirantes e grampos	22
Figura 6 - Croqui esquemático para determinação de poro-pressões com piezômetros	25
Figura 7 - Piezômetro pneumático.	26
Figura 8 - Esquema de funcionamento piezômetro pneumático	27
Figura 9 - Piezômetros multinível	30
Figura 10 - Diversos tipos de piezômetros de corda vibrante	32
Figura 11 - Piezômetro elétrico do tipo push-in	32
Figura 12 - Pressões positivas e relativas	33
Figura 13 - Tensiômetros convencionais	35
Figura 14 - Tensiômetros de superfície	36
Figura 15 - Psicrômetro	37
Figura 16 - Eletrônives – (a) quatro pinos (eletrodos) e (b) três pinos	40
Figura 17 - Determinação da rotação de um elemento rígido através de eletrônives	41
Figura 18 - Torpedo, cabo elétrico e unidade de leitura GK-403	42
Figura 19 - Exemplo de torpedo inserido no tubo do inclinômetro	42
Figura 20 - Esquema representativo dos dois pares de ranhuras que compõe o tubo do inclinômetro	43
Figura 21 - Inclinômetro convencional	43
Figura 22 - Cadeia de inclinômetros	44
Figura 23 - Strain gage mecânico – (a) modelo analógico e (b) digital	46
Figura 24 - Pluviômetro – (a) Princípio de funcionamento, (b) exemplo de equipamento	50
Figura 25 - Pluviógrafo de caçambas basculantes	51
Figura 26 - Morro do Boi – Vista geral do maciço	53
Figura 27 - Vista geral do km 140+700 antes da intervenção	54
Figura 28 - Vista geral do km 140+700 durante a implantação do sistema de estabilização e das perfurações para instalação da instrumentação	55
Figura 29 - Seção esquemática do Morro do Boi no km 140+700	56
Figura 30 - Mapa Geológico – Escala 1:20.000	58
Figura 31 - Zona de cisalhamento do sistema NE-SW afetando granito da Suíte Intrusiva Nova Trento	59
Figura 32 - Fraturas de alívio de pressão ou de deslocamento	60
Figura 33 - Posicionamento das sondagens e seções - km 140+700 m – Planta	63
Figura 34 - Perfil Geológico-Geotécnico – Seção 2 - perpendicular às curvas de nível	65
Figura 35 - Vista geral da encosta – Seções consideradas para a solução de estabilização	67
Figura 36 - Sistema TECCO de estabilização – Visão Frontal	67
Figura 37 - Detalhe sistema de estabilização	68
Figura 38 - Detalhe da estrutura de contenção da porção do solo não deformado	68
Figura 39 - Esquema demonstrativo do monitoramento proposto	71
Figura 40 - Plano de Instrumentação – Croqui de instalação dos instrumentos em Planta	72
Figura 41 - Plano de Instrumentação – Representação tridimensional da encosta com os instrumentos instalados	73
Figura 42 - Plano de Instrumentação – Representação tridimensional em detalhe	74

Figura 43 - Piezômetro de corda vibrante 4500S	77
Figura 44 - Tensiômetro 2725A e Transdutor 5301	79
Figura 45 - Instrumentação geotécnica proposta – Seção representativa das ilhas instrumentadas	80
Figura 46 - Pluviógrafo TB4/0,2mm (a) Equipamento montado (b) Parte interna: detalhe para datalogger modelo ML1-FL	81
Figura 47 - Célula de carga 4900	83
Figura 48 - Posicionamento célula de carga	84
Figura 49 - Croqui esquemático com a disposição dos strain gages	85
Figura 50 - Crackmeter 4420	86
Figura 51 - Detalhe da fixação dos sensores	86
Figura 52 - Esquema representativo das ilhas de crackmeters	87
Figura 53 - Configuração dos multiplexadores	89
Figura 54 - Conexão dos instrumentos ao sistema de aquisição de dados	90
Figura 55 - Protetores de surto modelo 4999-12L/LE (LAB 3)	91
Figura 56 - Protetor de surto LAB III modificado para as células de carga	91
Figura 57 - Acondicionamento e organização dos testemunhos obtidos na perfuração do INCL-01 (SM-07)	95
Figura 58 - Testemunhos obtidos na perfuração do INCL-02 (SM-07)	96
Figura 59 - Sequência de instalação de um inclinômetro	97
Figura 60 - Tubos dos inclinômetros antes da instalação	98
Figura 61 - Inclinômetro após instalação	98
Figura 62 - Detalhe da proteção do inclinômetro após instalação	98
Figura 63 - Piezômetro Casagrande instalado (PZC-01)	99
Figura 64 - Piezômetro Casagrande – Fases de instalação	100
Figura 65 - Procedimento de saturação - fervura da pedra porosa	101
Figura 66 - Transferência para um recipiente maior para recolocar a ponta porosa sem perda de saturação	101
Figura 67 - Reposicionamento da ponta porosa no corpo do piezômetro	101
Figura 68 - Armazenamento do piezômetro já saturado	101
Figura 69 - Piezômetro saturado selado	101
Figura 70 - Piezômetro de corda vibrante – Fases de instalação	102
Figura 71 - Variação do nível d'água medida no furo do SM-04	103
Figura 72 - Piezômetro invertido	104
Figura 73 - Posicionamento dos piezômetros instalados dentro da contenção (PZE-01 a PZE-03)	105
Figura 74 - Posicionamento dos piezômetros instalados fora da contenção (PZE-04 a PZE-06)	106
Figura 75 - Dessecador e bomba a vácuo utilizados para saturação das pedras porosas	107
Figura 76 - Vedação da rosca entre o tubo e o manômetro	107
Figura 77 - Detalhe da ponta de cerâmica porosa imersa em água fervida e mantida à temperatura aproximada de 40°C	108
Figura 78 - Preenchimento do tubo através da bomba a vácuo	108
Figura 79 - Detalhe da retirada das bolhas de ar com bombeamento de água	109
Figura 80 - Ponta de cerâmica porosa imersa em bentonita	109
Figura 81 - Resposta do manômetro após imersão da pedra porosa em bentonita	109
Figura 82 - Proteção da ponta cerâmica dos tensiômetros para transporte até o local de instalação	109
Figura 83 - Ponta de cerâmica porosa em contato com solo local peneirado	110
Figura 84 - Realização de furos com trado manual	110

Figura 85 - Preenchimento do furo com solo peneirado (nº: 40)	110
Figura 86 - Manômetro antes do ajuste para pressão local	111
Figura 87 - Ajuste do manômetro para a pressão local	111
Figura 88 - Manômetro após ajuste para pressão local	111
Figura 89 - Proteção inicial da base do tensiômetro com tubo de PVC	112
Figura 90 - Proteção final do tensiômetro após instalação	112
Figura 91 - Conversão de leituras em mA para valores de pressão em kPa	114
Figura 92 - Equações para calibração das células de carga	117
Figura 93 - Instalação das células de carga – (a) Placas de regularização, (b) posicionamento do sensor, (c) célula de carga instalada	118
Figura 94 - Superfície preparada para fixação dos strain gages	119
Figura 95 - Limpeza da superfície	119
Figura 96 - Aplicação de cola Loctite 4210	119
Figura 97 - Fixação dos sensores	119
Figura 98 - Strain gage já colado	119
Figura 99 - Barra protegida após fixação dos strain gages	119
Figura 100 - Detalhe extremidade da barra ensaiada	120
Figura 101 - Procedimento de teste dos strain gages e células de carga	121
Figura 102 - Instalação das barras instrumentadas com strain gages – (a) e (b) posicionamento da barra e (c) injeção de calda de cimento	122
Figura 103 - Instalação dos crackmeters – (a) posicionamento das placas de fixação na tela, (b) posicionamento do medidor e (c) crackmeter após a instalação.	124
Figura 104 - Pluviôgrafo já instalado	125
Figura 105 - Emendas no sistema de cabeamento –solda elétrica (a), isolamento individual dos cabos (b) e isolamento do cabo com fita de alta fusão (c).	127
Figura 106 - Casa de leituras – (a) Vista Frontal, (b) Vista Lateral e (c) Interior.	128
Figura 107 - Posicionamento das hastes de aterramento e detalhe das mesmas após conexão	129
Figura 108 - Precipitação acumulada no período	133
Figura 109 - Gráfico com as leituras obtidas com do piezômetro Casagrande (PZE-01)	134
Figura 110 - Comparativo entre as leituras obtidas com o piezômetro Casagrande e o de corda vibrante	136
Figura 111 - Leituras iniciais dos piezômetros de corda vibrante PZE-01 a PZE-06	138
Figura 112 - Comparativo entre precipitações e variações deporo-pressões ao longo do tempo – PZE-01 a PZE-03	140
Figura 113 - Comparativo entre precipitações e variações de poro-pressões ao longo do tempo – PZE-04 a PZE-06	140
Figura 114 - Variação dos valores de sucção ao longo do tempo – TENS-01 e TENS-02	142
Figura 115 - Variação dos valores de sucção ao longo do tempo – TENS-03 a TENS-06	142
Figura 116 - Variação dos valores de sucção ao longo do tempo – TENS-07 e TENS-08	143
Figura 117 - Comparativo entre precipitações e a variação da sucção ao longo do tempo – TENS-01eTENS-02	144
Figura 118 - Comparativo entre precipitações e a variação da sucção ao longo do tempo – TENS-03aTENS-06	144
Figura 119 - Comparativo entre precipitações e a variação da sucção ao longo do tempo – TENS-07eTENS-08	144
Figura 120 - Leituras iniciais do INCL-01 e INCL-02– Eixos A e B	146
Figura 121 - Interpretação das leituras dos inclinômetros – Sentido dos posicionamentos	147



<i>Figura 122 - Vetor de deslocamento</i>	148
<i>Figura 123 - Variação do carregamento ao longo do tempo nas células de carga</i>	150
<i>Figura 124 - Variação das leituras dos strain gages ao longo do tempo – Barras 1 a 4</i>	152
<i>Figura 125 - Determinação de carregamentos ao longo do tempo</i>	153
<i>Figura 126 - Leituras com possíveis anomalias</i>	154
<i>Figura 127 - Variação da abertura dos crackmeters em relação ao tempo – Ilha 01</i>	156
<i>Figura 128 - Variação da abertura dos crackmeters em relação ao tempo – Ilha 02</i>	156
<i>Figura 129 - Variação da abertura dos crackmeters em relação ao tempo – Ilha 03</i>	157
<i>Figura 130 - Variação da abertura dos crackmeters em relação ao tempo – Ilha 04</i>	157
<i>Figura 131 - Precipitações diárias acumuladas com o pluviógrafo instalado</i>	158
<i>Figura 132 - Comparativo entre as precipitações diárias acumuladas medidas com o pluviógrafo e na estação de Navegantes</i>	159
<i>Figura 133 - Evolução das precipitações ao longo do dia</i>	160

## LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 1 - Quantidade mínima recomendada de estações pluviométricas em função .....</i>	<i>49</i>
<i>Tabela 2 - Distribuição Tensiômetros.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabela 3 - Resumo com as principais características dos instrumentos instalados.....</i>	<i>93</i>
<i>Tabela 4 - Processamento das leituras dos tensiômetros – conversão dos dados.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 5 - Verificação das leituras iniciais das células de carga (em dígitos).....</i>	<i>114</i>
<i>Tabela 6 - Equações obtidas durante procedimento de calibração dos strain gages.....</i>	<i>121</i>
<i>Tabela 7 - Configuração das barras instrumentadas – Relação entre os sensores e suas profundidades de instalação .....</i>	<i>123</i>
<i>Tabela 8 - Constantes de Cálculo do Coeficiente Térmico do Crackmeter .....</i>	<i>155</i>

## 1. INTRODUÇÃO

As grandes obras de engenharia, entre elas as rodovias, são concebidas com a finalidade de trazer relevantes benefícios à sociedade. Espera-se que a sua construção e operação aconteçam de forma segura, sendo o gerenciamento de potenciais riscos ao longo da vida útil destas obras realizado constantemente por uma equipe de técnicos responsáveis.

Por se tratarem de obras lineares de grande extensão, caracterizam-se por atravessarem diferentes regiões, de características muito distintas em termos de relevo, vegetação, geologia e condições geotécnicas. Como consequência disso, cada região pode apresentar uma resposta diferente aos serviços de terraplenagem ali executados, gerando problemas de estabilidade em seus taludes de corte e aterro, e, conseqüentemente, restrições geológicas-geotécnicas importantes para este tipo de obra (LOPES, 2007).

Essa situação torna-se ainda mais complexa nos casos em que essas obras atravessam encostas naturais da Serra do Mar, sendo estes locais caracterizados por um perfil de intemperismo resultante de processos físicos, químicos e biológicos ao longo do tempo. Os maciços em questão constituem-se normalmente por solos de origem coluvionar ou residual, possuindo uma dinâmica fortemente influenciada por agentes ambientais e geomorfológicos como clima, vegetação, topografia e rocha matriz (SUZUKI, 2004).

À medida que as rodovias são implantadas neste meio sujeito a fenômenos de instabilização, torna-se cada vez mais comum a ocorrência de processos diversos de movimentação do solo. Estudos relacionados à segurança de taludes rodoviários têm sido realizados por diversos autores como: Tonus (2009), Godoi *et al.* (2010), Mattos (2010), Linhares (2011), Bianchini(2000), entre outros, ilustrando assim as principais características de alguns movimentos de massa, além de destacar a importância do tema. Cabe salientar que esses fenômenos de instabilização resultam em perdas ambientais, financeiras e humanas significativas, representando desafios concretos à operação segura de rodovias no país.

Dada a preocupação em se evitar tais eventos, surgiu uma oportunidade de pesquisa financiada pelo Grupo OHL - Obrascón Huarte Lain com o apoio da ANTT - Agência Nacional de Transportes Terrestres. Essa pesquisa tem como objeto uma encosta localizada no Morro do Boi – Santa Catarina, km 140+700 m da BR-101 - Sentido Sul, rodovia esta pertencente a um trecho de concessão da Autopista Litoral Sul.

O estudo desenvolvido compreendeu a caracterização desse maciço através da análise de aspectos geológicos-geotécnicos peculiares em regiões litorâneas e do mapeamento de comportamentos e características particulares da região do Morro do Boi. A pesquisa contemplou ainda a análise de uma solução de estabilização não convencional e sem histórico prévio de utilização em maciços instabilizados como os encontrados na Serra do Mar.

Nela, propõe-se além dos sistemas convencionais de drenagem e contenção com muros de concreto, o uso de um sistema combinado de ancoragens passivas e uma tela metálica específica (Geobrugg, 2010) para conter a massa escorregada, representando assim um aspecto motivador para investigação de seu desempenho.

Com base nesse contexto, o desenvolvimento do presente trabalho teve como premissa a concepção de uma ferramenta que possibilitasse um pleno entendimento desse maciço, identificando características envolvidas em sua dinâmica natural e a adequação de novas soluções para a contenção de massas escorregadas. Para tal, um plano de instrumentação foi elaborado, cujos objetivos foram definidos de modo a monitorar os seguintes aspectos:

- Comportamento geotécnico da encosta (determinação de deslocamentos horizontais, poro-pressões positivas e poro-pressões negativas);
- Cargas atuantes nos grampos ao longo da massa de solo reforçada;
- Esforços e deslocamentos da tela metálica;
- Precipitações pluviométricas.

A apresentação do trabalho é feita em sete capítulos. No Capítulo 2 apresenta-se inicialmente uma breve revisão sobre as características dos solos que compõem regiões de encostas litorâneas, além das principais técnicas utilizadas para estabilização de encostas rodoviárias. Na sequência, são apresentados os principais objetivos inerentes à instrumentação de taludes, identificando os parâmetros a serem monitorados e os instrumentos/sensores disponíveis para essas finalidades.

No Capítulo 3 fez-se uma caracterização da área de estudo baseada em um levantamento de dados históricos, apresentou-se estudos já realizados (sondagens e projeto de estabilização) e descreveu-se aspectos geológico-geotécnicos da região. O Capítulo 4 apresenta a etapa de concepção do plano de instrumentação proposto, fundamentado a partir das informações

apresentadas nos Capítulos 2 e 3.

A pesquisa compreendeu ainda o preparo e instalação de todos os instrumentos, sistema de aquisição das leituras, sistemas de aterramento e cabeamento, sendo essa etapa apresentada no Capítulo 5. De maneira a validar o sistema proposto, as leituras iniciais foram analisadas e relacionadas às características locais conforme apresentado no Capítulo 6. O Capítulo 7 resume as conclusões obtidas e apresenta as sugestões para os próximos trabalhos.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Buscou-se com essa revisão bibliográfica apresentar uma breve descrição dos solos que compõem as encostas litorâneas, sendo ainda apresentados os principais métodos utilizados para estabilização desses maciços. O foco principal do trabalho envolveu a instrumentação e monitoramento de taludes sendo portanto esse item descrito em maior detalhe. Foram descritos os parâmetros a serem monitorados em conjunto com uma análise dos principais equipamentos disponíveis no mercado internacional e nacional para essas finalidades.

### **2.1. Encostas litorâneas**

As serras do Mar e da Mantiqueira representam um sistema de montanhas característico para toda a borda do continente sul-americano. A Serra do Mar se estende do Rio de Janeiro ao norte de Santa Catarina, formando um conjunto de escarpas escalonadas com cerca de 1.000 km de extensão (ALMEIDA, 1998).

Dentre as características que podem ser observadas nessas serras, tem-se a formação de superfícies inclinadas, conhecidas como taludes, encostas naturais ou ainda vertentes. Formados a partir de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), os taludes originam-se através de processos geológicos e geomorfológicos diversos e passam por modificações antrópicas como cortes, desmatamentos e introdução de cargas (construções em geral) (SILVA, 2005).

O comportamento geotécnico desses maciços (naturais ou não) está diretamente relacionado ao tipo de solo que os compõem (sua formação). A seguir, serão descritas as formações que ocorrem no talude em estudo.

#### **2.1.1. Solo residual**

Solos residuais caracterizam-se por revestirem a rocha que lhes deu origem, sem a ação de qualquer agente de transporte (LEINZ, 1977). Segundo Denardin (2005), solos residuais são formados através de intemperização *in situ*, onde esse material sofre uma redução de densidade e consequente aumento da porosidade. Nessas camadas, as partículas e seus arranjos desenvolvem-se de maneira progressiva por processo de intemperismo químico,

resultando em um material de mineralogia variada e alto índice de vazios.

Os processos de intemperismo que levam à formação desses solos estão relacionados a alguns fatores como: clima (precipitações, temperatura, umidade do ar, evaporação e regime de ventos), agentes biológicos (vegetais e animais), composição da rocha matriz, relevo e ao tempo decorrido desde sua formação (VAZ, 1996).

Regiões de clima tropical favorecem a ocorrência de solos residuais, pois estas são caracterizadas pela alta amplitude de temperatura, além de níveis de pluviosidade relativamente elevados, facilitando a ação do intemperismo físico e principalmente químico sobre as rochas (JESUS, 2008).

A espessura e o número de horizontes que um solo residual possui são função do clima em que esse material está localizado. Sua composição mineralógica é determinante para definição de características como granulometria e plasticidade, sendo esses fatores variáveis em função do tipo rocha de origem, que é responsável também por grande parte do comportamento geomecânico dos solos residuais (VAZ, 1996).

Massad (2003) exemplifica essa influência da rocha de origem na formação dos solos residuais para regiões de clima tropical úmido:

**Granitos:** são constituídos de minerais de quartzo, feldspato e mica. Quando se decompõem dão origem a solos micáceos, com partículas de argila (do feldspato) e grãos de areia (do quartzo);

**Gnaisses e micaxistos:** dão origem a solos predominantemente siltosos e micáceos;

**Basaltos:** são constituídos por feldspatos e, portanto, dão origem essencialmente a argilas;

**Arenitos:** não contêm feldspato nem mica e sim quartzo acimentado. Decompõem-se liberando o quartzo e dando origem a solos arenosos.

Segundo Vargas (1977) *apud* Massad (2010) os solos de alteração podem ainda ser classificados de acordo com a intensidade de intemperismo, dividindo-se em: maduros, saprolíticos e blocos de material alterado.

Caracterizam-se como solos residuais maduros aqueles que apresentam certa homogeneidade, ou seja, perderam toda a estrutura original de sua rocha matriz. A existência desta estrutura original da rocha em uma camada de solo o caracteriza como saprolítico ou solo residual

jovem. Define-se uma camada como sendo de blocos de material alterado, quando é possível identificar grandes blocos de rocha original no horizonte, porém esses estão envoltos por solo. Isso ocorre quando a ação intempérica progrediu ao longo de fraturas ou zonas de menor resistência, deixando inalterados os grandes blocos de rocha original.

O comportamento mecânico dos solos residuais é fortemente influenciado pela sua origem geológica, sendo necessário avaliar características como o histórico de tensões ao longo de sua evolução, variabilidade mineralógica e porosidade.

### **2.1.2. Solos coluvionares**

Originada em encostas de formações geológicas diversas, a estratigrafia desses locais está normalmente associada à existência de horizontes de solo residual e blocos de rocha originários de um maciço rochoso fraturado. Com o tempo, partículas de solo e blocos de rocha são transportadas por ação da gravidade e da erosão, depositando-se na base e ao longo das encostas. A percolação de água no interior de camadas de solo coluvionares e a deposição em seu interior completam a sua caracterização (MASSAD, 2003).

Lacerda e Sandroni (1985) definem colúvio como sendo um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou próximos a taludes mais íngremes ou escarpas rochosas. São materiais com grande variabilidade de textura e com comportamento mecânico dúctil-plástico sem pico definido. Estão sujeitos a movimentos lentos de rastejo, causados por carregamentos impostos por novos aportes de material, bem como erosão do sopé pelas drenagens (arroyos e rios).

As camadas situadas acima do nível freático estão sujeitas ainda à ação de processos físico-químicos e biológicos complexos como, por exemplo, a lixiviação (carreamento pela água) de sílica e outros argilominerais. Como consequência disso, esses minerais migram das camadas mais altas para as camadas mais profundas, deixando na superfície um material rico em óxidos hidratados de ferro e alumínio (MASSAD, 2003).

Sofrem ainda a ação de processos erosivos, principalmente em vales fechados, associados a períodos de chuva prolongada. Dentre esses processos, cita-se a erosão superficial, ou laminar, onde a água ao escorrer pela superfície carrega partículas de solos para cotas mais baixas. Parte dessas partículas atinge o talvegue e ali se acumula ou, quando da ocorrência de



precipitações muito intensas, são ainda carregadas pela enxurrada até o rio mais próximo, depositando-se como aluvião em locais de águas tranquilas, lagos ou mar. A outra parcela permanece depositada na própria encosta, somando-se ao colúvio pré-existente.

Sua formação normalmente ocorre lentamente, através de processos de rastejos, sendo possível, porém, a ocorrência de movimentos acelerados após períodos de chuvas intensas devido à infiltração de água em seu interior, ou seja, aumentos significativos de poro-pressão. De maneira similar, quando uma porção do solo residual escorrega e se deposita sobre a própria encosta, este novo acréscimo na capa de colúvio pode gerar processos de instabilização. Isso ocorre porque quando o material é depositado suavemente, representa o acréscimo de apenas alguns centímetros à camada superficial da encosta a cada evento, ao contrário dos casos onde os movimentos são acelerados e pode trazer vários metros de material em um único evento aos depósitos de encosta (RODRIGUEZ, 2005).

Existem ainda solos transportados classificados como tálus que, assim como os solos coluvionares, são materiais formados por processo de transporte por gravidade em encostas, diferenciando-se pela presença ou predominância de blocos de rocha. A presença desses blocos de rocha exige solos pouco espessos na fonte, o que restringe a ocorrência de tálus ao sopé de encostas de forte declividade, ou então ao pé de escarpas rochosas (VAZ, 1996).

## **2.2. Sistemas de estabilização**

Existem diversas maneiras de se estabilizar um talude, que podem ser divididas em três grandes grupos de acordo com a sua finalidade: redução da poro-pressão (implantação de sistemas de drenagem), modificações na geometria da encosta (retaludamento, reconstrução de aterro) e estabilização com elementos externos (muros de arrimo, solos grampeados, tirantes, estacas, entre outros).

Os métodos para redução da poro-pressão utilizam sistemas de drenagem para aliviar as tensões atuantes através da captação e direcionamento das águas, que podem ser provenientes de escoamento superficial ou de percolação interna no maciço. Tal solução pode ser única ou trabalhar como um recurso adicional de estabilização em conjunto com outros métodos que serão descritos na sequência. Dentre as técnicas para redução de pressão neutra que podem ser utilizadas, cita-se (IPT, 1991):

- **Drenagem superficial:** utilização de canaletas longitudinais e transversais de berma, canaletas de crista e de base, escadas d'água, caixas de dissipação e de transição;
- **Drenagem profunda:** drenos sub-horizontais profundos (DHP), trincheiras drenantes e barbacãs;
- **Proteção superficial:** composta por cobertura vegetal ou outros materiais como blocos de rocha, imprimação asfáltica, concreto projetado, telas e geomembranas.

As soluções que envolvem alterações na geometria do talude podem abranger desde um simples retaludamento, tendo como princípio a redução do ângulo médio da superfície, até a reconstrução total do talude em aterro. Tais soluções normalmente estão associadas à execução de drenagem e proteção superficial visando inibir processos erosivos. Em geral, representam opções com um processo executivo bastante simples, podendo porém resultar em uma movimentação de um volume muito grande de terra que, dependendo do local de intervenção (fluxo intenso de veículos, por exemplo) torna-se desvantajoso. Além disso, cabe salientar que a distância de transporte para a região de bota-fora interfere diretamente no custo de implantação e pode inviabilizar a adoção dessa alternativa.

Quando da utilização de elementos externos, tem-se as soluções através de sistemas de contenção. Essas estruturas atuam resistindo a esforços e eventuais movimentações do talude, ou ainda reforçando uma parte do maciço (base, por exemplo). De acordo com IPT (1991), os sistemas de contenção para estabilização de taludes podem ser subdivididos em três grandes grupos: muros de arrimo, obras especiais de estabilização e soluções alternativas em aterros.

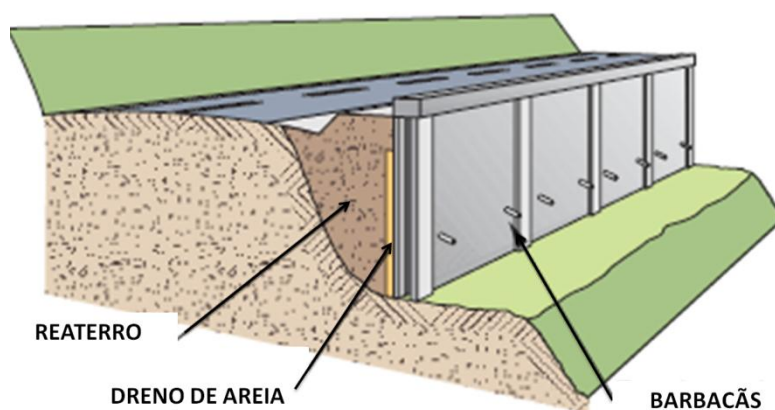
Classificam-se como soluções alternativas em aterros aquelas que prevêm a execução de aterros como, por exemplo, os aterros reforçados (envelopados) e soluções com terra armada. Para o presente trabalho esses métodos não serão descritos, tendo em vista sua inaplicabilidade dentro do estudo de caso proposto.

Soluções com muros de arrimo ou muros tipo gravidade são aquelas em que os esforços provenientes do empuxo do solo são resistidos pelo peso do muro e pelo atrito em sua fundação, diretamente ligada a este peso. Podem ser constituídos por diversos materiais, que devem ser escolhidos de acordo com a finalidade e mecanismos de estabilização. Dentre os principais materiais pode-se citar: concreto ciclópico, concreto armado, gabiões, *crib-walls*,

solo-cimento ensacado (*rip-rap*) ou ainda pedras rejuntadas com argamassa de cimento (IPT, 1991).

Quando formados por material drenante (gabiões, por exemplo) tem-se nessas estruturas além da função estrutural, a drenagem do conjunto. Contudo, soluções constituídas de materiais impermeáveis como concreto e/ou pedra argamassada, por exemplo, devem contemplar adicionalmente o uso de barbacãs e drenos de areia.

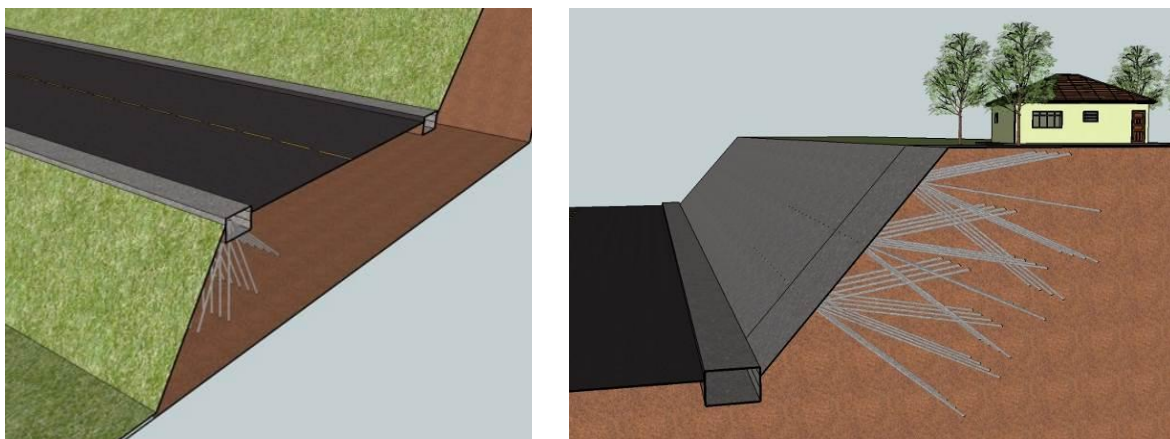
Em relação às obras especiais de estabilização, citam-se as cortinas atirantadas, solo grampeado, cortinas cravadas, micro estacas e sistemas mistos. Cortinas cravadas (Figura 1) são estruturas de contenção formadas com estacas ou perfis cravados no terreno, onde a ficha (parte enterrada no perfil do talude) permite que a estrutura resista aos esforços de flexão. Quanto à composição, podem ser contínuas (estacas-prancha ou estacas justapostas) ou descontínuas (onde os perfis são cravados em intervalos pré-definidos e preenchidos com pranchões de madeira ou placas de concreto armado). Esse tipo de solução é restrito a pequenas alturas, tendo em vista seu funcionamento à flexão e grande deformabilidade (IPT, 1991).



**Figura 1 - Estabilização com cortina cravada**

Fonte: TECHNE (2012)

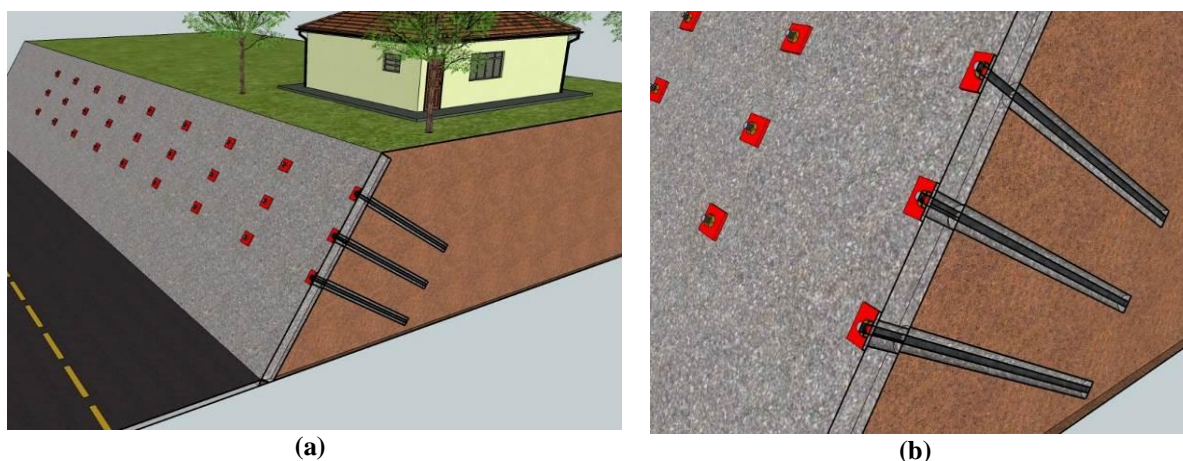
Existem ainda os sistemas formados por micro estacas ou estacas raiz (Figura 2), onde as mesmas são instaladas formando um reticulado com inclinações variadas e ancoradas abaixo da cunha de ruptura, formando assim blocos de solo reforçado rígidos. Tais elementos são instalados com armação e injeção de cimento ou argamassa sob pressão, que formam assim uma região de reforço no maciço (IPT, 1991).



**Figura 2 - Estabilização com micro estacas - Exemplos de aplicação**

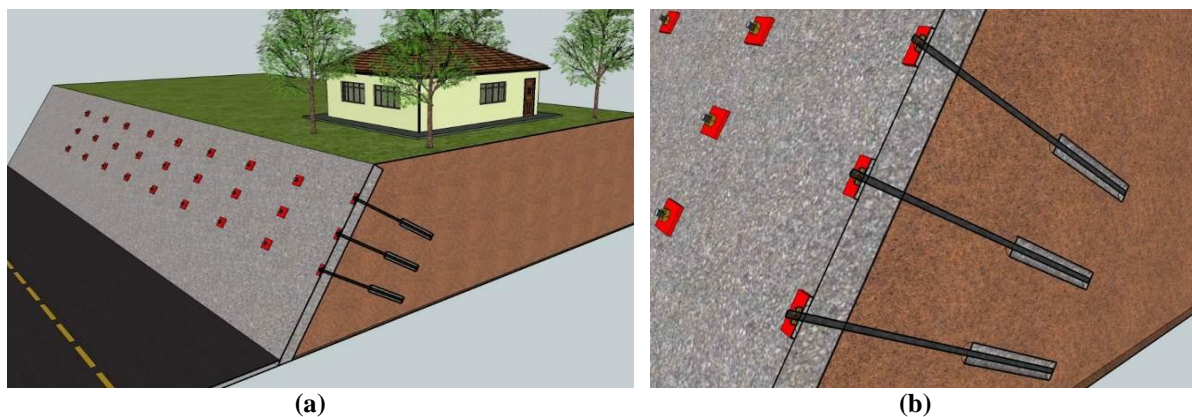
Dentre os sistemas mais utilizados para a contenção de taludes naturais ou sujeitos a instabilização, cita-se duas estruturas principais: tirantes e grampos (chumbadores). Uma análise comparativa mais detalhada entre essas duas soluções bem como as vantagens e desvantagens de cada método serão descritas neste trabalho, visando uma melhor compreensão da solução adotada na encosta estudada.

Os sistemas de estabilização com grampos (Figura 3) são formados por barras de aço fixas com calda de cimento ou resina, podendo ser utilizados tanto para conter blocos isolados, como para fixar obras de concreto armado. Esses chumbadores podem ser instalados horizontalmente ou sub-horizontalmente, aumentando assim a resistência ao cisalhamento do maciço devido basicamente ao seu trabalho à tração (FRANCO, 2010).



**Figura 3 - Solução de estabilização com grampos – (a) Exemplo de aplicação, (b) detalhe**

Os tirantes, por sua vez, fazem a ancoragem de massas de solo ou blocos de rocha mediante protensão (Figura 4), sendo os incrementos de força gerados por esse procedimento transmitidos para uma região mais resistente do maciço através de fios, barras ou cordoalhas de aço (IPT, 1991).

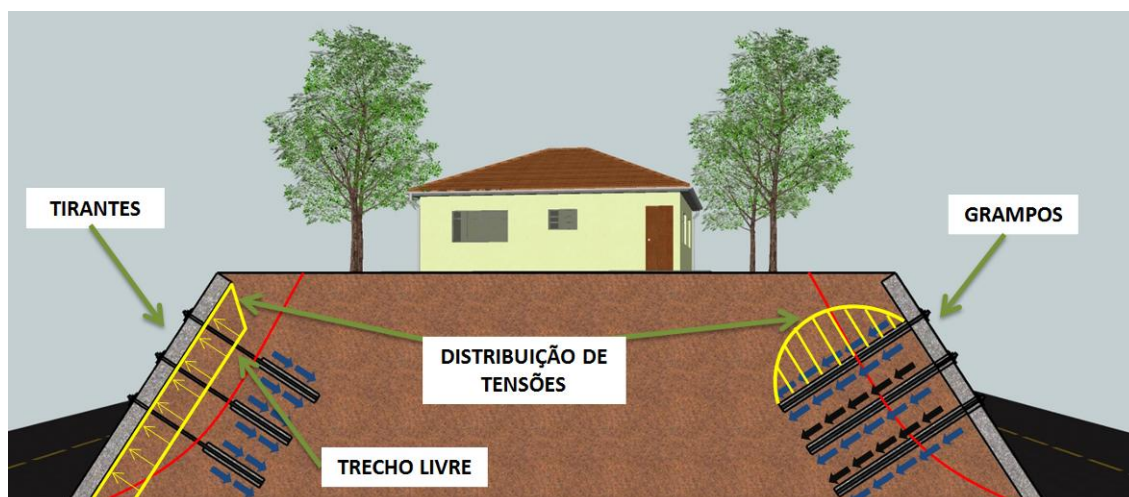


**Figura 4 - Solução de estabilização com tirantes - (a) Exemplo de aplicação, (b) detalhe**

Apesar da similaridade observada entre esses dois métodos, cabe salientar algumas peculiaridades existentes principalmente em relação às suas aplicações. Conforme descrito anteriormente, a execução de tirantes diferencia-se principalmente por um pré-tensionamento onde as cargas variam de 150 a 1000 kN e têm como finalidade combater os deslocamentos da cortina. Nos grampos esta tensão é muito pequena (varia em torno de 5 a 10 kN) e visa apenas garantir a ligação do concreto projetado com o solo, principalmente para os casos de paramentos verticais. Além disso, as ancoragens tendem a ser mais longas (entre 15 e 45 m), o que implica, por exemplo, na utilização de um equipamento de maior porte e consequentemente um aumento nos custos de execução (ORTIGÃO, ZIRLIS E PALMEIRA, 1993 *apud* FRANCO, 2010).

Além disso, os chumbadores não possuem trechos livres sendo, portanto, as tensões transmitidas para o solo ao longo de todo o seu comprimento, diferentemente do que ocorre no caso das paredes atirantadas, que são projetadas para resistir ao puncionamento gerado pelas cargas nos tirantes, conforme pode ser observado na Figura 5 (FRANCO, 2010).





**Figura 5 - Comparativo da utilização de sistemas de contenção com tirantes e grampos**

É comum ainda utilizar combinações de técnicas de estabilização de maciços para a contenção de uma mesma encosta, formando as chamadas “estruturas mistas”. Essas soluções permitem reduzir deslocamentos laterais do maciço e garantir estabilização de taludes de grande altura, aproveitando as vantagens que cada método apresenta (LIMA, 2007).

### **2.3. Instrumentação e monitoramento de taludes**

O monitoramento de encostas com a implantação de um sistema de instrumentação tem como principal objetivo a obtenção de informações que aumentam o entendimento do comportamento desses maciços. A aquisição de dados de instrumentação pode auxiliar na determinação de prováveis superfícies de ruptura e na identificação de movimentos verticais e horizontais da massa instável. Além disso, é possível monitorar condições de estabilidade de taludes quando submetidos a intervenções como escavações ou até mesmo precipitações com controle de poro-pressões e níveis d’água, sendo possível utilizar os dados para validação de medidas de controle (contenção, drenagem, etc).

Cabe salientar ainda que os processos de instabilização não estão associados apenas a rupturas bruscas. Em geral, esses eventos são precedidos por vários sinais, como fendas e trincas de tração, que com um aumento gradativo de sua intensidade podem então caracterizar um processo de ruptura. Nesses casos, a existência de um plano de instrumentação com um

controle de leituras e parâmetros de alerta bem definidos pode ser bastante útil. Nos itens subsequentes serão descritas as principais propriedades que podem ser avaliadas, bem como os principais instrumentos disponíveis para o monitoramento e instrumentação de taludes.

### **2.3.1. Propriedades avaliadas e principais instrumentos disponíveis**

#### **2.3.1.1. Poro-Pressões positivas**

Mudanças no estado de tensões de um solo resultam em deformações. Essas deformações podem ser decorrentes, por exemplo, de variações do nível do lençol freático e, conseqüentemente, das poro-pressões existentes no subsolo. Em geral, este parâmetro pode ser medido de duas maneiras: com a execução de poços de observação ou piezômetros abertos e com a execução de piezômetros de tubo fechado.

O monitoramento das pressões de água através de poços de observação só é válido quando a poro-pressão cresce uniformemente com a profundidade, condição esta que raramente pode ser assumida. Isso porque essa metodologia gera uma conexão vertical entre as camadas de solo e pode resultar em informações não precisas sobre a pressão existente em uma determinada profundidade. Esses instrumentos podem, porém, ser bastante úteis durante a fase de investigação para desenvolvimento do projeto, pois permitem definir uma poro-pressão inicial, além de analisar variações sazonais (DUNNICLIFF, 1988).

Os piezômetros, por sua vez, são instrumentos utilizados para monitoramento geotécnico na determinação de valores de poro-pressão, ou seja, pressões de água. Essa medição diferencia-se da de poço de observação pelo fato de permitir a entrada de água apenas em uma região específica. Para tal, um instrumento é instalado em um furo que é preenchido com areia na região de interesse (profundidade de determinação de poro-pressão) e, acima desta cota utiliza-se uma camada de bentonita (em “*pellets*”) que atua como um selo impermeável impedindo a passagem de água. O restante do furo é então preenchido normalmente com uma mistura de cimento e bentonita. A presença de camadas impermeáveis (solos argilosos) resulta no acúmulo de poro-pressão no solo, valores estes determinados pelo aumento da coluna d’água no interior dos piezômetros.

Baseados nesse princípio operacional, existem diversos piezômetros disponíveis no mercado

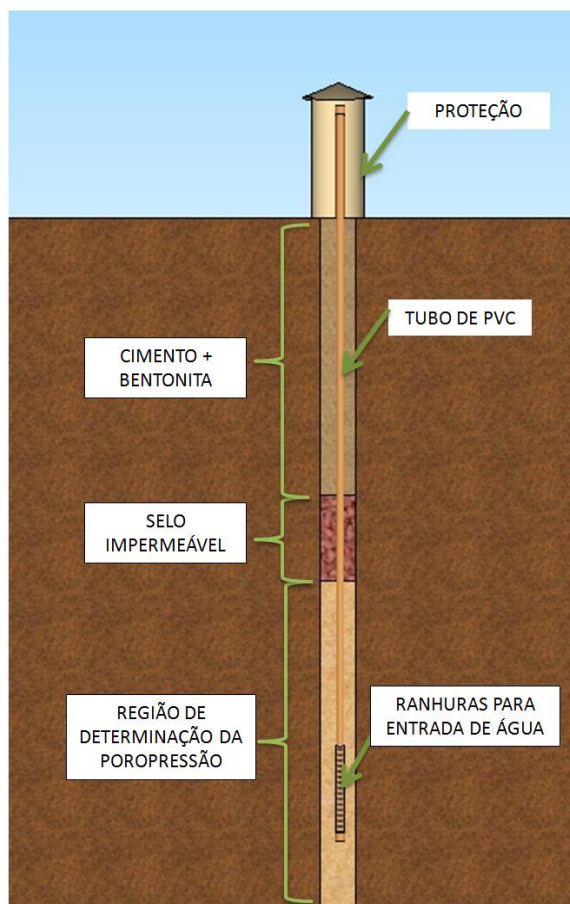
nacional e internacional, dentre eles: piezômetros de tubo aberto ou “*standpipe*”, pneumáticos, hidráulicos, de resistência elétrica, de fibra óptica, corda vibrante e até piezômetros multinível. Nos parágrafos subsequentes será apresentada uma descrição sucinta desses instrumentos.

#### **a) Piezômetros de tubo aberto**

Os piezômetros de tudo aberto (“*standpipe*”) (Figura 6) consistem em um tubo vertical de PVC com diâmetro variando normalmente entre  $\frac{3}{4}$ ” e 1” conectado a uma ponta porosa isolada na área de interesse através de um selo de bentonita/argila sobrejacente, conforme descrito anteriormente. O diâmetro do tubo deve ser diretamente proporcional à permeabilidade do solo, sendo, portanto, os menores diâmetros utilizados em solos com baixa permeabilidade (HUNT, 2004).

A ponta porosa consiste de um tubo de PVC ranhurado envolto por uma geomembrana (manta de poliéster) que atua como filtro na prevenção de migração de finos e colmatção do sistema. Por serem instalados em furos de sondagem de maior diâmetro, a água fica então livre para fluir através da ponta porosa, e é estabilizada no tubo de ascensão à altitude piezométrica. Esta medida é realizada através do uso de um “pio” elétrico ou medidor de nível de água, que consiste em um torpedo dotado de uma chave elétrica, um fio graduado e um carretel. Ao atingir a água dentro do tubo, um circuito elétrico se fecha e emite um aviso sonoro. Mede-se a distância que o sensor desceu para atingir a água e com isso determina-se a profundidade do nível de água no tubo (RIZZO, 2007).





**Figura 6 - Croqui esquemático para determinação de poro-pressões com piezômetros**

O valor da pressão é calculado pela altura da coluna de água no interior do tubo, onde as variações de pressão se caracterizam pelo volume de água que entra ou sai do tubo. O tempo necessário para isso é inversamente proporcional à permeabilidade dos solos nas adjacências e diretamente proporcional à seção transversal da tubulação. Com isso, conforme descrito anteriormente, quanto menor a permeabilidade do solo, menor deve ser o diâmetro do tubo, de modo a aumentar a sensibilidade do instrumento com variações na altura de coluna d'água (SILVEIRA, 2006).

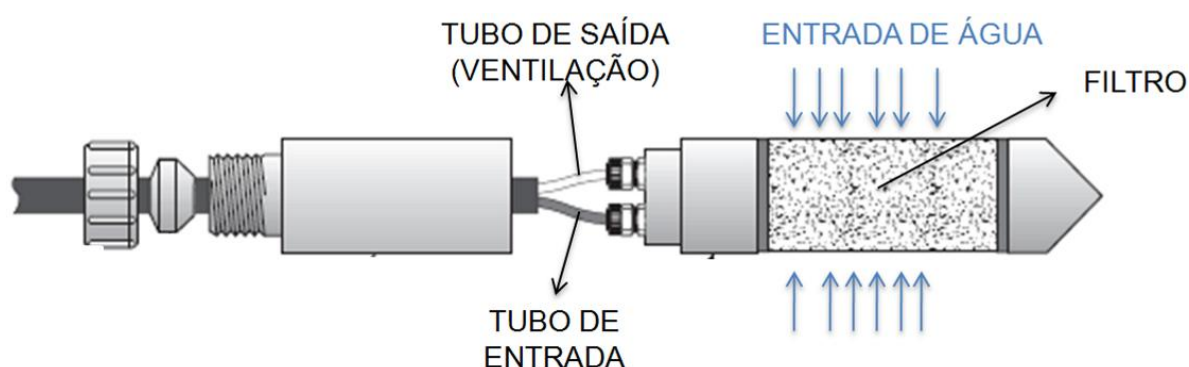
Silveira (2006) apresenta ainda dados que mostram que o tempo necessário para 95% de equalização das leituras para solos siltosos com coeficiente de permeabilidade de  $10^{-6}$  cm/s varia entre 2,2 e 4,8 h, sendo que para solos argilosos com coeficiente de  $10^{-9}$  cm/s poderia variar entre 94 e 202 dias.

Apresentam como vantagem uma simplicidade construtiva (e, conseqüentemente, custos de instalação reduzidos), confiabilidade dos resultados e boa durabilidade das instalações.

Ensaio de recuperação do nível d'água permitem ainda verificar o desempenho de suas leituras. Tem-se, entretanto, como desvantagens um alto tempo de resposta quando instalados em solos de baixa permeabilidade e o fato de se trabalhar com coletas manuais de dados obtidos nas leituras (SILVEIRA, 2006).

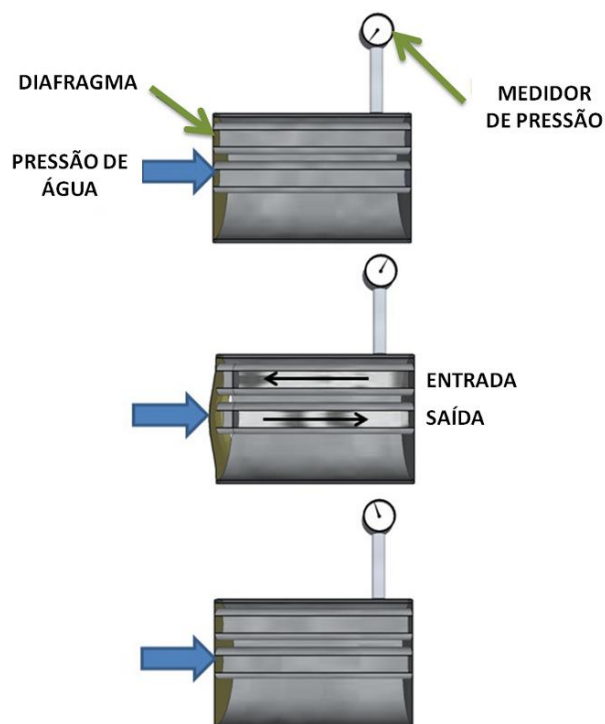
### b) Piezômetros pneumáticos

Os piezômetros pneumáticos consistem em uma peça porosa que contém uma válvula (membrana) de pressão sensível. Dois tubos pneumáticos combinados saem do piezômetro para um terminal na superfície, onde as leituras são obtidas em um indicador pneumático. A Figura 7 apresenta um exemplo de piezômetro pneumático (OSAKO, 2002).



**Figura 7 - Piezômetro pneumático.**  
Fonte: Adaptado de DGSI (2012)

Durante seu funcionamento, pressões de água agem comprimindo a membrana em um dos lados e o gás no outro. As leituras são realizadas conectando-se um indicador pneumático ou diretamente na tubulação. Quando a pressão do gás torna-se superior à da água, o diafragma é forçado além do tudo de ventilação, permitindo que o excesso de gás escape através desse tubo. Ao se detectar refluxo de gás na superfície, esse refluxo de gás é cortado. Com isso, a pressão de gás vai decrescendo até que a pressão de água faça com que a membrana volte à sua posição inicial, evitando assim a fuga de gás pelo tubo de ventilação. Nesse momento, a pressão de água se iguala à do gás, sendo então possível determinar (ler) o valor de poro-pressão correspondente. A Figura 8 mostra um esquema do funcionamento desse diafragma.



**Figura 8 - Esquema de funcionamento piezômetro pneumático**

Fonte: Adaptado de DGSI (2012)

A leitura é realizada aumentando-se gradativamente a pressão do gás comprimido até que se observe que o mesmo está retornando pela tubulação de ventilação. Nesse momento, as válvulas de pressão de gás devem ser fechadas para aguardar a estabilização da pressão lida no manômetro (MACHADO, 2007).

Estes instrumentos são instalados normalmente em furos de sondagem, seguindo os mesmos procedimentos que serão descritos para os piezômetros de corda vibrante. Como desvantagens, tem-se o tempo de leituras, que é de 10 a 20 minutos, e a complexidade e alto custo para realizar as leituras remotamente, não sendo possível, por exemplo, conectá-lo a um *datalogger* (DGSI, 2012).

Segundo Hunt (2004), transdutores pneumáticos incluem o piezômetro Warlam, que opera com ar, e o piezômetro Glotzl, que emprega um fluido hidráulico (podendo ser tratado também como piezômetro hidráulico). Em todos os casos, as linhas de conexão podem ser estendidas através do aterro para um local de leitura, de maneira a não interferir nas operações de construção. As linhas devem ser protegidas contra compressão em virtude da tubulação dupla, que pode ser danificada.

Contreras (2008) destaca que a zona de areia não é necessária no caso dos piezômetros penumáticos e que o filtro não necessita de proteção, pois não há entrada de fluxo de água no piezômetro. Dessa maneira, o piezômetro pode ser instalado usando somente uma mistura e cimento-bentonita.

### **c) Piezômetros hidráulicos**

Os piezômetros hidráulicos consistem em um elemento poroso conectado à casa de leituras por meio de duas tubulações de plástico, cujo princípio de funcionamento é o mesmo dos pneumáticos, com substituição de gás/ar por líquido. A determinação da poro-pressão é realizada com um manômetro posicionado na extremidade desses tubos, somando o valor medido em cada um dos tubos à cota de instalação do manômetro (SILVEIRA, 2006).

Ressalta-se que as leituras nas duas tubulações devem ser iguais e, em caso de apresentarem desníveis, um procedimento de deaeração (circulação de água deaerada até obter a equalização das leituras) deve ser realizado evitando assim erros nos valores medidos.

Assim como os pneumáticos, o sistema possui o inconveniente de necessitar de longas linhas de tubos que devem receber uma proteção contra compressão. Essas conexões devem ainda apresentar boa vedação para evitar vazamentos (HUNT, 2005).

### **d) Piezômetros de resistência elétrica**

Niz (2010) descreve que os piezômetros de resistência elétrica têm seu funcionamento fundamentado em uma ponte de Wheatstone, onde alterações da pressão intersticial do solo são transmitidas mecanicamente a uma resistência elétrica que, em decorrência da variação de pressão, sofre uma variação equivalente no valor de sua resistência. Tal variação gera uma tensão de saída que é proporcional à pressão atuante no local onde o transdutor está posicionado.

Dentre as vantagens, ressalta-se o tempo de resposta praticamente instantâneo em relação à pressão aplicada, possibilitando a realização de medições dinâmicas com registro contínuo dos dados. Em contrapartida, a longo prazo (após alguns anos da instalação), tem-se a dificuldade de proteger a resistência elétrica contra umidade e problemas decorrentes da cola

de fixação das resistências elétricas à membrana, limitando assim sua vida útil. Além disso, é preciso instalar um transdutor para cada local a ser monitorado, bem como realizar calibrações periódicas (SILVEIRA, 2006)

Estes sensores devem ainda ser protegidos contra descargas elétricas, sendo sua carcaça aterrada e conectada a um dispositivo denominado varistor. Varistor ou VDR (*voltage dependent resistor*) é um componente eletrônico que oferece proteção contra transientes de tensão em circuitos eletrônicos. Sua característica é de *limitador de tensão*, impedindo que descargas de pequena duração cheguem ao circuito.

#### **e) Piezômetros de fibra ótica**

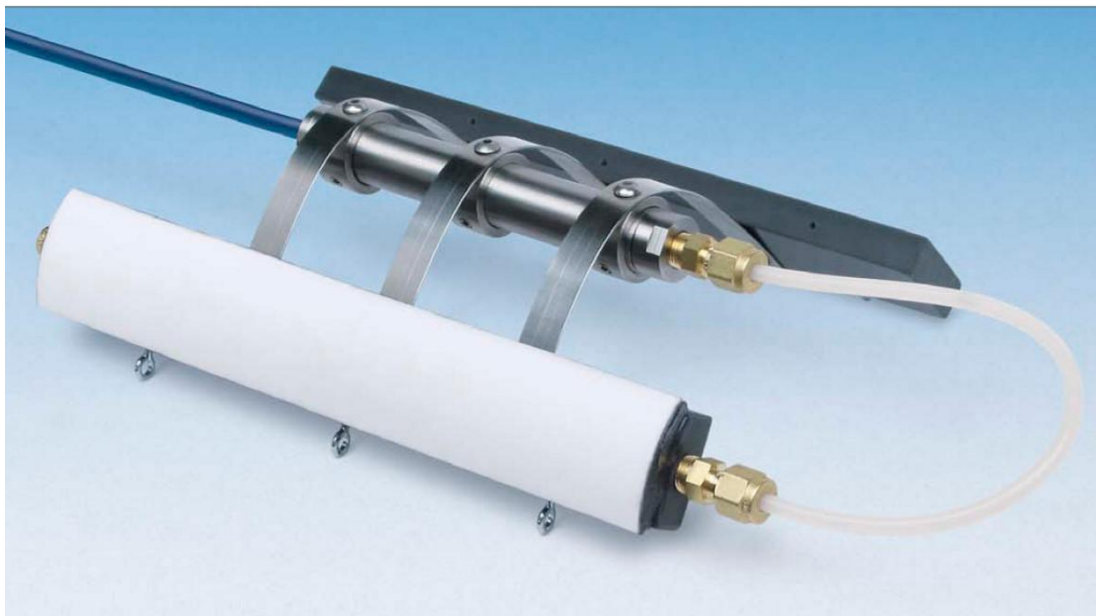
Os piezômetros de fibra ótica consistem em sensores onde as medições são fundamentadas na utilização de fibra óptica através de princípios como a interferometria de Fabry-Perot, a grade de Bragg e o polarímetro (CHOQUET, JUNEAU E QUIRION, 2000 *apud* SILVEIRA, 2006). São estruturados de maneira que um feixe de luz branca é mantido dentro de um cabo, percorrendo grandes distâncias praticamente sem perda de sinal.

Dentre as principais vantagens destaca-se o tempo de resposta rápido, suas dimensões reduzidas e, por serem confeccionados por material dielétrico, apresentam imunidade à descargas atmosféricas, ondas de radiofrequência ou interferências eletromagnéticas. Testes em laboratório mostraram que seu desempenho é muito similar aos piezômetros de corda vibrante, porém, por se tratar de um método desenvolvido recentemente, ainda não apresentam dados que comprovem sua eficácia em longo prazo em condições de campo (SILVEIRA, 2006).

#### **f) Piezômetros multinível**

Existem ainda os piezômetros denominados multinível. Experiências anteriores mostram que a instalação de piezômetros convencionais (de corda vibrante, por exemplo) em mais de uma profundidade pode ser realizada, porém representa dificuldades construtivas significativas. Tais dificuldades relacionam-se à distribuição das camadas de areia na zona permeável e à bentonita para selar a camada. De maneira a garantir a qualidade das leituras e principalmente

a profundidade em que cada sensor está instalado, foram desenvolvidos equipamentos que realizam essas leituras em diversos níveis em um mesmo furo (Figura 9) (GEOKON, 2012).



**Figura 9 - Piezômetros multinível**  
FONTE: GEOKON (2012)

Estes sensores foram desenvolvidos de forma que não seja necessário executar essa camada de areia, sendo o furo preenchido apenas com uma mistura de cimento e bentonita. Para tal, este instrumento possui um dispositivo de mola que, quando acionado pressiona o filtro do piezômetro contra a parede do furo, não permitindo o seu contato com o material de preenchimento.

A sequência de instalação tem início pelo sensor mais profundo, sendo os demais posicionados nas profundidades desejadas para então acionar o mecanismo de carregamento de mola, que empurra o filtro contra a parede do furo de sondagem e mantém os piezômetros no lugar. Após o posicionamento de todos os piezômetros, preenche-se o furo com uma mistura de cimento e bentonita, de maneira ascendente.

Apresentam como principal vantagem o tempo reduzido de instalação relacionado ao fato de se utilizar um único furo de sondagem para a instalação de vários sensores. É preciso atentar-

se para a determinação da faixa de leituras dos sensores escolhidos, que deve considerar as pressões que serão exercidas pela bentonita durante a fase de instalação. Tais solicitações têm duração de acordo com o tempo de cura do material bem como com a dissipação dessas pressões. De modo a considerar esses efeitos, alguns piezômetros são fabricados com capacidade para suportar uma sobrecarga de até 200% em relação à sua capacidade de leitura sem perder a calibração. Quando submetidos a sobrecargas, entretanto, as leituras são interrompidas. Logo, caso haja necessidade de medir inclusive essas poro-pressões geradas na instalação, é preciso definir um sensor cuja faixa de leituras cubra esse acréscimo (GEOKON, 2012).

#### **g) Piezômetros de corda vibrante**

Os piezômetros de corda vibrante compõem-se de um fio tensionado conectado a um diafragma interno e a uma pedra porosa que, ao ser submetida à pressão de água, provoca deflexões e consequentemente mudanças na tensão do fio. Essas variações são transmitidas pelo elemento de corda vibrante e medidas por um transdutor (DUNNICLIFF, 1988).

Segundo Rizzo (2007), este elemento de corda vibrante (fio de ínvar) possui suas extremidades fixas e tem liberdade para vibrar na sua frequência natural. Esta frequência varia com a tensão aplicada e isso permite medir movimentos relativos muito pequenos entre as duas extremidades. A medição é feita por uma bobina elétrica que determina esse valor, medindo-o magneticamente no meio do fio. Este valor é então transmitido para um dispositivo de leitura que processa o sinal elétrico e indica a leitura de frequência em Hertz (Hz). A conversão para valores de pressão deve ser realizada de acordo com instruções do fabricante.

Esses instrumentos têm sido muito utilizados devido à sua precisão, alta sensibilidade e possibilidade de serem lidos remotamente, viabilizando sua integração a um sistema de aquisição automática de dados. Possuem ainda uma resposta imediata às variações de poro-pressões em solos de baixa permeabilidade (SILVEIRA, 2006).

Dentre as principais limitações/desvantagens estão erros potenciais devido a desvios da leitura zero e corrosão do elemento de corda vibrante. A maioria dos piezômetros de corda vibrante, porém, possuem uma cavidade seca e hermeticamente fechada em torno desse elemento, que

minimizam eventuais problemas de corrosão. Erros causados por variações da leitura zero podem ser evitados com alguns procedimentos fornecidos pelo fabricante (DUNNICLIFF, 1988).

Existem diferentes tipos de piezômetros que funcionam conforme o princípio de corda vibrante descrito (Figura 10). Os chamados *push-in* (DGSI, 2012) possuem extremidade pontiaguda que permite que o equipamento seja empurrado para dentro do solo por pequenas distâncias (Figura 11).



**Figura 10 - Diversos tipos de piezômetros de corda vibrante**  
Fonte: DGSI (2012)



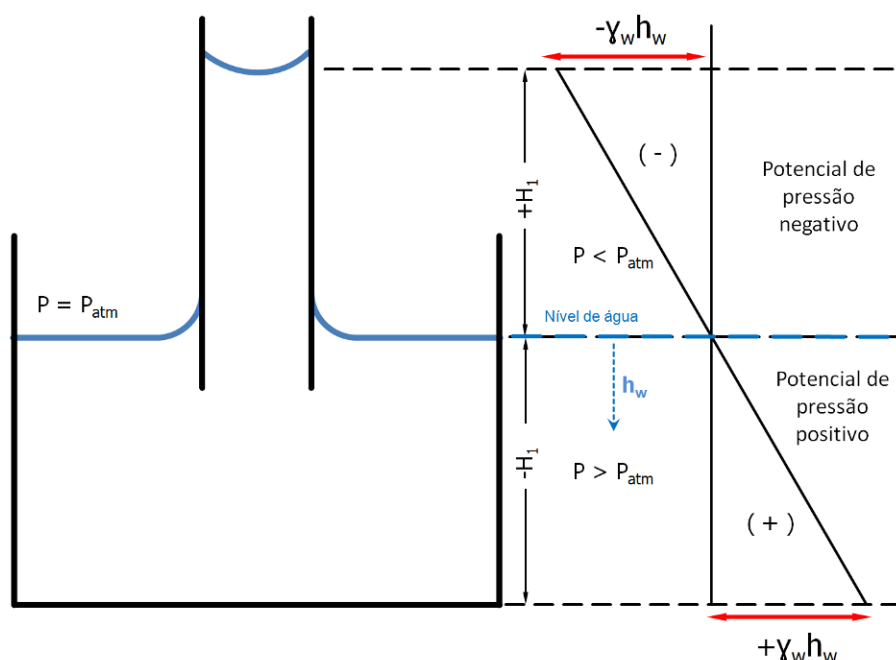
**Figura 11 - Piezômetro elétrico do tipo *push-in***  
Fonte: DGSI (2012)

### 2.3.1.2. Sucção

O monitoramento do comportamento de uma encosta deve levar em consideração ainda as tensões atuantes nas camadas não saturadas de solo. O entendimento desse conceito parte inicialmente do princípio de que o solo é constituído por um conjunto de partículas sólidas e por vazios. Estes são preenchidos com ar e água, podendo, nesse caso estar preenchidos totalmente ou parcialmente com água, caracterizando solo saturado ou solo não-saturado, respectivamente.



Quando a água do solo está sob pressão hidrostática maior do que a pressão atmosférica, o potencial de pressão é considerado positivo. Logo, quando ela está sob pressão menor do que a pressão atmosférica terá um potencial negativo, sendo que esta pressão negativa é denominada sucção (HILLEL, 1971). A Figura 12 representa esse valor negativo bem como a tensão superficial que ocorre nessa situação.



**Figura 12 - Pressões positivas e relativas**  
 FONTE: Adaptado de HILLEL (1971)

A retenção de água no solo em camadas não saturadas é governada por duas forças principais: as forças capilares e as forças de adsorção, as quais são denominadas de forças mátricas, dando origem ao termo potencial mátrico da água no solo, propriedade esta que pode ser medida através de tensiômetros, por exemplo (NETO, 2008).

Marinho (2005) descreve a sucção como a energia com que uma partícula de solo (elemento poroso) absorve água quando está livre para se mover. A intensidade desta atração pela água varia de acordo com a mineralogia, densidade e umidade do solo.

Lee & Wray (1995) *apud* Villar (2002) também descreve a sucção dos solos de acordo com sua capacidade de retenção de água. Quando a água livre migra para dentro de um solo, ela será retida ou adsorvida por ele. Para que possa ser despreendida da partícula de solo, é

necessário que uma energia externa atue e seja maior que as forças de retenção do solo. A energia aplicada por unidade de volume de água para desprendê-la é a sucção. Logo, quanto mais seco estiver o solo, maior a sucção.

A determinação de valores de poro-pressões (pressões de água) abaixo do nível d'água considera o produto entre a altura de água ( $h_w$ ) e o peso específico da água ( $\gamma_w$ ), sendo este valor positivo. Para o trecho com ascensão capilar a pressão é calculada da mesma forma, com a altura de água sendo tomada no outro sentido, ficando, portanto, com um valor negativo, conforme também pode ser observado na Figura 12. Essa faixa de solo acima do lençol freático é também denominada de zona vadosa, termo este que se refere à água de chuva que se infiltra no solo por gravidade no trecho não saturado (acima do N.A.) (MARINHO, 2005).

Marinho (2005) descreve ainda que a pressão de água é isotrópica, e no caso dos solos saturados, age em toda a superfície dos grãos. A altura que a água pode subir por capilaridade, entretanto, depende do tipo e estado do solo, conforme descrito anteriormente. Solos com minerais mais ávidos por água e com menores índices de vazios permitirão uma maior ascensão capilar, por exemplo.

LUMB (1975) concluiu que a velocidade máxima de infiltração da chuva dentro de um solo homogêneo, na ausência de camadas impermeáveis, é numericamente igual à permeabilidade saturada do solo. Para tal, foram verificados valores típicos de permeabilidade do solo e intensidade de chuva, onde se verificou que a frente de umedecimento pode alcançar uma profundidade potencialmente crítica numa encosta em poucas horas (tal como no contato solo/rocha). Trincas e fissuras abertas podem acelerar o avanço da frente de umedecimento.

Mendes (2008) descreve ainda que estudos conduzidos por Kim *et al.* (2004), revelaram que a magnitude da sucção na região da “frente de umedecimento” desempenha um papel importante na estabilidade das encostas naturais em solos intemperizados, comprovando, portanto, a importância da determinação de valores de sucção nas camadas superficiais do solo.

Rahardjo e Leong (2006) descrevem que a medida de sucção no solo é essencial quando se trata de solos não saturados, pois a sucção afeta direta ou indiretamente as propriedades de engenharia. Além disso, diferentemente dos solos saturados, esta propriedade é mais afetada

pelas condições climáticas do que por condições de carregamento.

A mensuração de valores de sucção no solo pode ser realizada de maneira direta ou indireta. A determinação direta dessa propriedade baseia-se na medida da quantidade de energia da água nos poros e tem como vantagem a capacidade de medir pressões de água positivas ou negativas. As medidas indiretas, por outro lado, baseiam-se na calibração de um parâmetro disponível em relação à sucção do solo (NETO, 2008).

Os tensiômetros representam o método mais comum para a determinação direta da sucção no solo (Figura 13). Tal propriedade é mensurada através da sua cápsula porosa que, ao entrar em contato com o solo, proporciona um contato entre a água do solo e a água do equipamento, resultando em um equilíbrio de tensão de sucção. Assim, medindo-se a tensão de sucção no interior do tensiômetro é possível identificar a do solo. A leitura pode ser realizada de maneira manual ou automatizada.



**Figura 13 - Tensiômetros convencionais**  
Fonte: IRROMETER (2012); HELLO TRADE (2012)

Dentre os tensiômetros disponíveis cita-se ainda modelos mais simples e de pequena dimensão, utilizados para determinação de sucção em superfície no controle de irrigação em estufas, apresentando baixo custo e uma boa precisão (Figura 14). Devido às suas dimensões, entretanto, não são aplicáveis ao presente trabalho.



**Figura 14 - Tensiômetros de superfície**  
 FONTE: HELLO TRADE (2012)

Os tensiômetros convencionais são capazes de ler sucções de até aproximadamente 90 kPa devido à ocorrência do fenômeno de cavitação (formação de microbolhas de ar dentro do sistema), sendo essa uma das principais limitações desse instrumento (SANTOS, 2009).

Existem ainda tensiômetros de alta capacidade, que são capazes de medir sucções maiores que 90 kPa sem a ocorrência de cavitação. Dentre eles, cita-se um instrumento desenvolvido por Ridley e Burland (1993), capaz de realizar medições diretas de sucção de até 1500 kPa. Para tal, esse sensor utiliza um transdutor de poro-pressão miniatura, com uma faixa de trabalho de 3500 kPa. Esse sensor é envolto por um revestimento de aço inoxidável, apresenta uma pedra porosa de alta entrada de ar (1500 kPa) e um reservatório de água livre entre essa pedra e o transdutor de aproximadamente 3mm<sup>3</sup>. Assim, evita-se a ocorrência de efeitos de cavitação devido a este pequeno volume do transdutor.

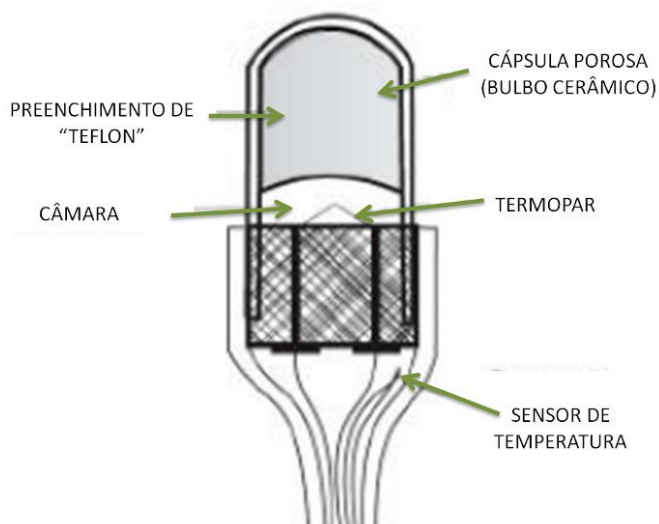
Marinho e Pinto (1997) apresentaram um tensiômetro para medições de valores de sucção superiores a 100 kPa. Seu princípio de funcionamento também é baseado em um pequeno volume de água (perto de 20 mm<sup>3</sup>) e em uma área superficial interna igualmente pequena. Para sua utilização, é necessária uma técnica de saturação diferenciada, devendo ser aplicada com uma pressurização do sistema a 3,5 MPa, mantida por 24 horas e, então, fazendo-se ciclos de 0 a 3,5 MPa por dez vezes. Tal procedimento reduz a possibilidade de cavitação, estando o equipamento apto a sustentar sucções da ordem de 600kPa.

Como vantagens do uso desse tensiômetro, cita-se: tempo para alcance de equilíbrio das

leituras reduzido, facilidade para interpretação dos dados adquiridos, versatilidade do equipamento (pode ser usado no campo ou no laboratório) e a possibilidade de incorporá-lo a diversos equipamentos de ensaio. Como aspectos negativos do modelo convencional, existem os limites de mensuração e a possibilidade de ocorrer osmose na interface entre a ponteira e o solo (SANTOS, 2009).

Diene & Mahler (2007) descrevem ainda diversos modelos de tensiômetros de alta capacidade que foram desenvolvidos com o objetivo de analisar os efeitos do tipo de transdutor, tamanho do reservatório de água, dimensões e permeabilidade ao ar da pedra porosa. Os autores ponderaram ainda os procedimentos de montagem e saturação, bem como calibrações, que podem ser fundamentais na determinação de valores maiores de sucção.

É possível ainda determinar a sucção de maneira direta através dos psicrômetros. Esses instrumentos baseiam-se em uma curva de calibração que relaciona a umidade relativa com a sucção. Os psicrômetros podem ser utilizados no campo ou em laboratório, e servem para medir a sucção total do solo com base na determinação da umidade relativa do ar contido nele, em equilíbrio com a interface solo-água. O sensor consiste de um bulbo poroso fino que entra em contato com o solo, permitindo o estabelecimento de um equilíbrio entre o teor de umidade relativo do ar dos vazios do solo e do ar do em seu interior. Imerso no interior do bulbo poroso encontra-se um termopar ligado a um microvoltímetro, uma fonte de alimentação elétrica, e um sensor de temperatura como o mostrado na Figura 15 (SANTOS, 2009).



**Figura 15 - Psicrômetro**  
FONTE: CALLE (2005)

Com relação à sua faixa de leitura, são capazes de medir valores de sucção entre 100 kPa e 8 MPa, apresentando melhores resultados para valores altos de sucção, bem como instabilidade e imprecisão na determinação de valores baixos.

Como limitações pode-se citar que estes sensores têm suas leituras muito influenciadas pela variação de temperatura do ambiente, sendo sugerida a sua utilização em ambiente com temperatura controlada (SILVA, 2009).

A sucção matricial pode ainda ser medida de maneira direta através do método das placas de sucção e da técnica de translação de eixos (HILF, 1956 *apud* NETO, 2008). Dentre as técnicas indiretas de mensuração cita-se as duas mais comumente utilizadas: sensores de blocos porosos e a técnica do papel filtro. Por se tratarem de métodos laboratoriais de mensuração, entretanto, esses métodos não serão abordados no presente trabalho.

#### **2.3.1.3. Deslocamentos horizontais**

A ocorrência de deslizamentos está associada tanto à estrutura geológica que compõe os maciços quanto a fatores internos e externos que influenciam a ocorrência desses processos. O monitoramento de deformações serve então como base para uma análise da estrutura geológica e eventuais características de deformação dinâmicas que venham a ocorrer nesses locais. Para tal são utilizadas informações de medição de deslocamento, incluindo o monitoramento tanto da superfície de deslocamento como em profundidade.

Matsuda & Shimizu (2006) relatam ainda que é comum utilizar medidas com monitoramento de deslocamentos para verificar condições de segurança de um maciço, além de detectar sinais de ruptura. Com base nesses dados, é possível então utilizá-los como base em métodos de avaliação de estabilidade no lugar dos métodos convencionais que utilizam apenas equilíbrio de forças.

A medição de deslocamentos superficiais representa uma forma simples de observar a evolução de um escorregamento, analisando a dinâmica do movimento bem como verificando a resposta a algum agente deflagrador. É possível ainda utilizar esses dados para verificar a eficiência de medidas corretivas como obras de contenção, por exemplo.

Quando o deslocamento de massa ocorre nas camadas internas do solo, bem como quando a

profundidade do escorregamento não permite sua detecção na superfície visualmente, medidas de deslocamentos subsuperficiais tornam-se fundamentais, e as medidas de deslocamentos verticais não são significativas (DUNNICLIFF, 1988).

Ressalta-se ainda a importância do monitoramento de deslocamentos profundos que, apesar de ter um nível de dificuldade maior, é muito mais representativo, pois permite identificar planos de deslizamento, além de sua profundidade. Ainda é possível analisar tendências de deformação, proporcionando assim informações confiáveis para a análise das condições de estabilidade, bem como indicar soluções de tratamento (SHENTU *et al.*, 2011).

Dentre os instrumentos disponíveis para determinação de deslocamentos horizontais, cita-se: inclinômetros, extensômetros de hastes e de fios, medidores de recalques, fitas de cisalhamento, eletrônicas, levantamento topográfico (instalação de marcos superficiais na face) e por nível óptico. Deslocamentos em pontos pré-determinados de um maciço podem ser obtidos através da instalação de *tell tales*.

A instalação de extensômetros de hastes e medidores de recalque está condicionada a uma fase de construção do aterro, sendo, portanto, desconsiderada para a presente pesquisa. Levantamentos topográficos por nível óptico e *tell tales* foram desconsiderados, pois seus resultados representam apenas deslocamentos superficiais.

Existem ainda as fitas de cisalhamento, que podem ser instaladas em furos de sondagem. Constituem-se de um circuito elétrico composto por uma série de resistências espaçadas a cada 30 cm. Quando ocorre a ruptura de uma fita, o circuito é interrompido, resultando em dois circuitos de resistência separados, permitindo assim determinar a profundidade de ruptura. Em um furo de sondagem podem ser instaladas até nove fitas, ao longo de extensões de até 60 m. Apresentam como limitações, entretanto, a dificuldade em se estimar a ordem de grandeza dos deslocamentos cisalhantes, no instante da ruptura das mesmas (SILVEIRA, 2006).

A determinação de deslocamentos subsuperficiais pode ainda ser realizada com a instalação de eletrônicas. Trata-se de sensores elétricos que indicam a rotação ou a distorção angular através da variação da resistência elétrica entre os pinos que constituem o elemento de medição. Constitui-se normalmente de uma ampola preenchida com um líquido eletrolítico (WHA, 1999 *apud* AFFONSO, 2005).

São equipamentos bastante similares aos inclinômetros horizontais, sendo, entretanto, baseados em um sistema resistivo de medição, que se utiliza de um torpedo dotado de sensores eletrolíticos ao invés de acelerômetros (FONSECA, 2003). Ao serem submetidos a uma inclinação, ocorre uma variação na tensão decorrente da variação angular do eletrônível, medida por um cabo elétrico, conectado a uma leitora digital ou analógica que permite registrar a variação angular (AFFONSO, 2005).

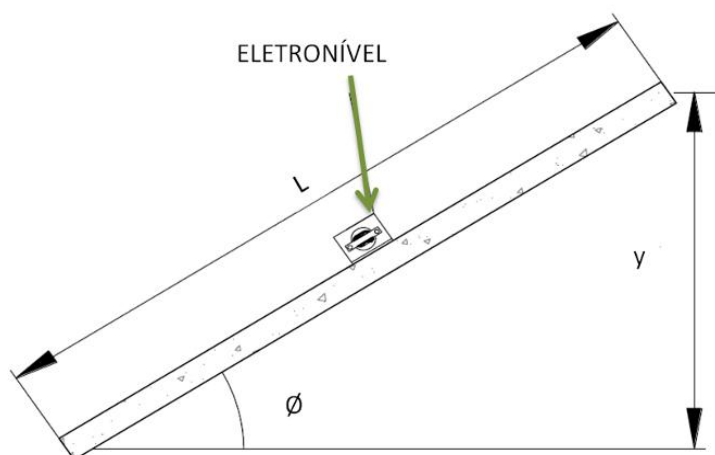
Podem ser considerados como um sensor elétrico equivalente ao tradicional nível utilizado na construção civil, como ilustrado na Figura 16. Entretanto, ao invés de se utilizar dentro da ampola álcool com um bulbo de ar que é nivelado visualmente, o eletrônível contém uma solução condutora de eletricidade. O nível líquido consiste de um eletrólito selado em uma cápsula de vidro, plástico ou de cerâmica. Três ou quatro eletrodos coplanares penetram a cápsula e são parcialmente imersos neste líquido, sendo a resistência entre o eletrodo central (ou entre os dois eletrodos centrais que possuem o mesmo potencial elétrico) e os eletrodos da extremidade variáveis em função da inclinação à qual a cápsula está submetida (AFFONSO, 2005).



**Figura 16 - Eletrôníveis – (a) quatro pinos (eletrodos) e (b) três pinos**  
 FONTE: RAMOS (2009)

Segundo Ramos (2009) esta variação no número de eletrodos altera a sensibilidade das leituras, sendo o eletrônível de quatro pinos, por sua menor distância entre eletrodos, mais preciso na determinação pequenas variações volumétricas. Quanto à instalação, podem ser fixados isoladamente ou alinhados ao longo de uma superfície de interesse. A Figura 17 representa a determinação de uma rotação ( $\theta$ ) de um corpo rígido de comprimento  $L$  e deslocamento ( $y$ ) na extremidade, podendo ser determinado através de uma simples relação trigonométrica:  $y = L \cdot \tan \theta$ .





**Figura 17 - Determinação da rotação de um elemento rígido através de eletroníveis**  
 FONTE: RAMOS (2009)

Cabe salientar que a utilização de um conjunto de eletroníveis requer um procedimento de calibração onde um coeficiente de calibração ( $C_f$ ) é determinado para cada um dos sensores empregados. Além disso, estão sujeitos a rotações com relação à linha normal vertical que passa pelo eixo do eletronível de até  $\pm 6^\circ$ , ou ainda outra faixa de valores dependendo do fabricante. Esta variação angular é tomada em relação à linha normal ao eletronível. Para rotações superiores à especificada pelo fabricante, pode apresentar um comportamento não linear (CRUZ, 1996).

A determinação de deslocamentos horizontais pode ser realizada ainda com inclinômetros. Estes instrumentos permitem localizar a profundidade de ruptura e acompanhar a progressão dos movimentos de uma encosta. A credibilidade destas leituras está associada à ancoragem do mesmo, sendo, portanto, de extrema importância a fixação de sua base (RIZZO, 2007).

Consistem basicamente em um torpedo à prova d'água (Figura 18), dotado de um pêndulo interno, que é abaixado dentro de um tubo-guia aproximadamente vertical (Figura 19), medindo os deslocamentos angulares a intervalos igualmente espaçados e segundo direções preestabelecidas (SILVEIRA, 2006).

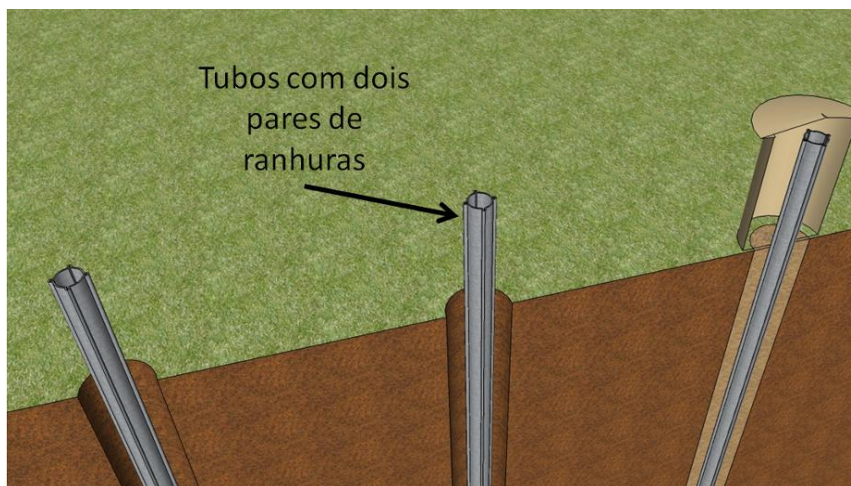


**Figura 18 - Torpedo, cabo elétrico e unidade de leitura GK-403**  
 FONTE: GEOKON (2012)

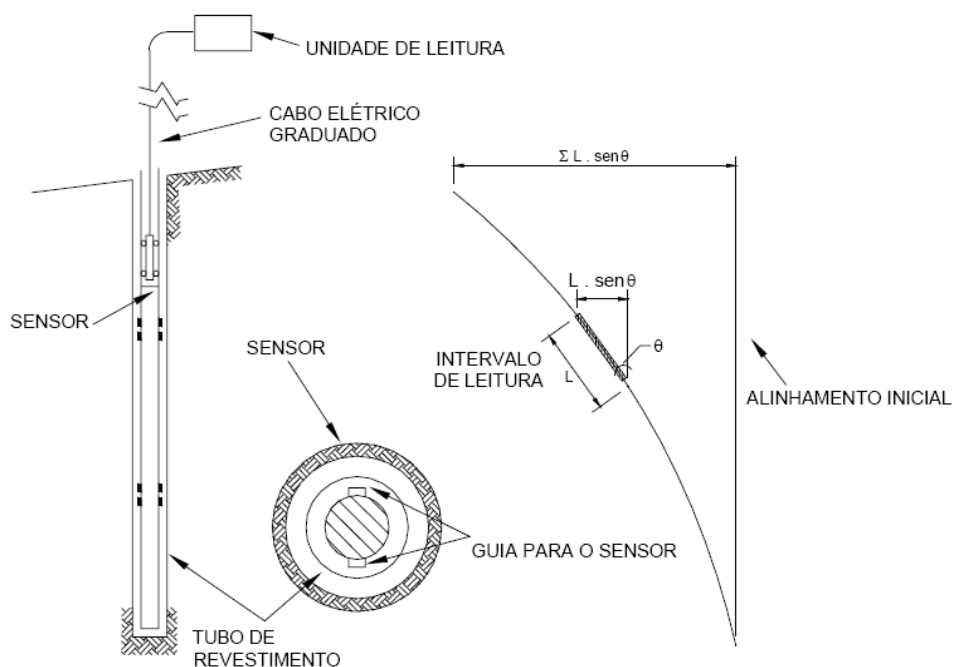


**Figura 19 - Exemplo de torpedo inserido no tubo do inclinômetro**  
 FONTE: GEOKON (2012)

O tubo-guia é composto por dois planos perpendiculares entre si (Figura 20), possibilitando o cálculo de movimentos horizontais, transversais ou paralelos ao tubo (DUNNICLIFF, 1988). As leituras são então realizadas com um torpedo composto por um acelerômetro de equilíbrio de força montado em uma sonda, de tal modo que a tensão de saída é proporcional à inclinação. A versão biaxial inclui dois transdutores, sendo um montado por baixo do outro, com sensor de planos de 90° entre si. A força necessária para equilibrar a massa, e então a tensão de saída, é diretamente proporcional ao  $\sin\theta$  (Figura 21), ou seja, a leitura é utilizada diretamente nos cálculos. Quanto à aquisição dos dados, existem unidades de leitura manuais e automáticas.



**Figura 20 - Esquema representativo dos dois pares de ranhuras que compõe o tubo do inclinômetro**

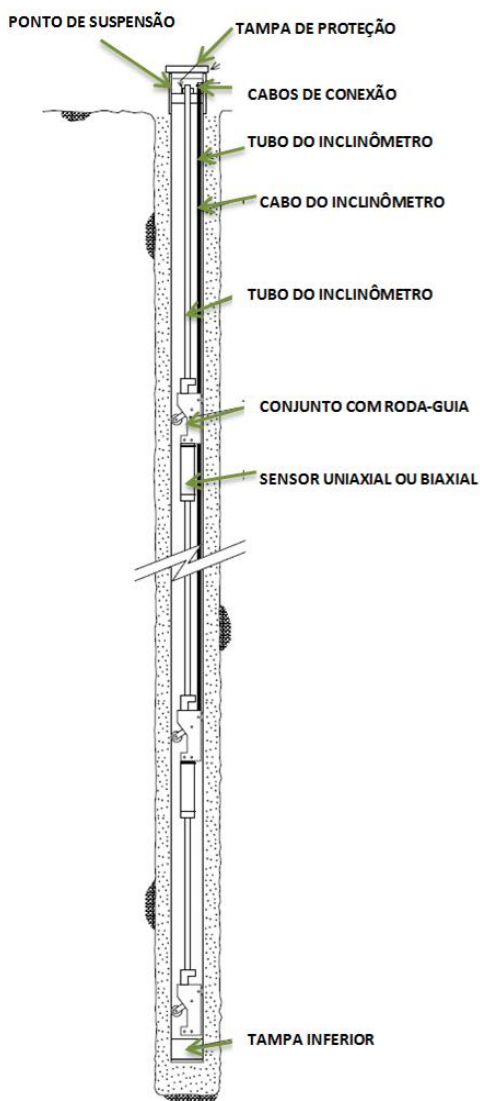


**Figura 21 - Inclinômetro convencional**

Fonte: Adaptado de DUNNICLIFF (1988)

Existem ainda as cadeias de inclinômetros (Figura 22), mais conhecidas como inclinômetros “*in place*”, que consistem em um conjunto de inclinômetros instalados em série ao longo de um furo de sondagem, de tal modo que os instrumentos permanecem fixos no local de interesse. Permitem a obtenção de leituras remotas, facilitando sua integração a um sistema de automação da instrumentação como um todo, sendo essa sua principal vantagem em relação

aos tradicionais. Por se tratarem de elementos fixos, entretanto, a composição das leituras é feita normalmente em intervalos superiores aos obtidos com o modelo convencional.



**Figura 22 - Cadeia de inclinômetros**  
FONTE: Adaptado de GEOKON (2012)

#### 2.3.1.4. Tensões

A concepção do plano de monitoramento compreendeu ainda a avaliação do comportamento da solução de estabilização implantada na encosta, composta por um sistema ancoragens passivas (grampos) e uma tela metálica, cuja descrição será apresentada no Capítulo 3. Foram

analisados os sensores disponíveis para medir carregamentos e deformações nos grampos bem como a viabilidade da medição de deslocamentos na tela metálica.

Os principais instrumentos utilizados para medição de carga e tensão nas estruturas são as células de carga e os *strain gages*. Ambos utilizam transdutores para medir pequenas extensões e compressões. A utilização de células de carga consiste em posicioná-las dentro de uma estrutura de modo que os esforços existentes naquele elemento necessariamente passem por ela, possibilitando assim sua medição. Os *strain gages*, por sua vez, podem ser posicionados diretamente na superfície da estrutura, ou incorporados dentro da mesma (DUNNICLIFF, 1988).

Na geotecnia, as células de carga são amplamente utilizadas em provas de carga em estacas, poços perfurados e tirantes. Podem ainda ser utilizadas para monitorar cargas permanentes e temporárias em protensão. Os extensômetros são normalmente utilizados onde as células de carga não podem ser interpostas na estrutura, por razões de geometria, capacidade, economia ou onde a carga e a tensão podem ser calculadas com precisão adequada a partir do conhecimento da relação entre tensão e deformação, ou seja, o módulo de elasticidade e geometria do material em que estão instalados (DUNNICLIFF, 1988).

Existem diversos modelos de *strain gages*, dentre os quais pode-se citar: portáteis com indicadores (ou mecânicos), “*telltails*”, de corda vibrante e os sensores de resistência elétrica. Todos estes modelos têm seu princípio de funcionamento baseado na Lei de Hooke, ou seja, em uma relação entre tensão e deformação, considerando ainda que os metais sofrem alteração em sua resistência elétrica quando submetidos a uma deformação. Com base nesse contexto, é possível obter uma relação entre a variação de resistência e a deformação.

Os sensores mecânicos têm como vantagens sua simplicidade, baixo custo, facilidade para procedimentos de calibração, que podem ser realizados a qualquer momento, e *design* robusto (Figura 23). Além disso, estes modelos não necessitam de cuidados para fixação de peças delicadas na estrutura de medida, bem como não precisam ser impermeabilizados. Por se tratar de um medidor portátil, entretanto, sua instalação limita-se a locais de fácil acesso, além de não serem necessários maiores cuidados durante a leitura. Quanto às dimensões, normalmente apresentam um comprimento entre 50-2000 mm, podendo realizar leituras acima de 50.000 *microstrain* com uma precisão que varia entre  $\pm 5$ -200 *microstrain*.



(a) (b)  
**Figura 23 - *Strain gage* mecânico – (a) modelo analógico e (b) digital**  
 FONTE: ATICO, 2012

Os *strain gages* tipo “*telltales*” são compostos por cordas, fios ou tubos tensionados, fixos na extremidade interna (ponto de medida) e livres na superfície externa (face dos taludes), montados ao lado ou dentro de um membro estrutural para indicar mudança no comprimento do membro. Classificam-se normalmente como medidores de deslocamentos, porém suas alterações de comprimento podem ser convertidas em deformações, sendo então classificados como *strain gages*. Consistem de dispositivos simples e de baixo custo, cujas leituras podem ser manuais ou remotas. Apresentam uma faixa de leituras ilimitada, com precisão variando entre  $\pm 25$  e 400 *microstrain*.

Cita-se ainda os *strain gages* de resistência elétrica, que são dispositivos utilizados para medir deformação a partir da variação da resistividade. Permitem a automação das leituras, bem como o monitoramento de deformações dinâmicas. Como limitações, são afetados tanto pela sua deformação como pela variação de temperatura. A variação da resistência devido à dependência da resistividade do material com a temperatura acarreta numa “deformação aparente induzida termicamente”, que produz erro no valor da deformação real. O processamento das leituras é feito convertendo variações de tensão muito pequenas (em V) em carga, dificultando a determinação da carga com uma precisão desejada. Além disso, ao utilizar comprimentos de cabos de maior extensão para sua conexão a unidades remotas de leitura, ocorre queda de tensão no cabo, gerando erros de leituras. Ressalta-se que esses

sensores devem ser impermeabilizados e protegidos contra descargas elétricas (DUNNICLIFF, 1988).

Os *strain gages* de corda vibrante são instrumentos que podem ser colados ou soldados à superfície onde se deseja obter a leitura, sendo o seu princípio de funcionamento o mesmo descrito nos piezômetros de corda vibrante. Como vantagens, cita-se a possibilidade de automação das leituras e a impermeabilidade dos materiais em que são fabricados. Não podem ser utilizados, entretanto, para leituras de deformações dinâmicas de alta frequência. Cada sensor possui comprimento variando entre 50-350 mm, com uma faixa de leituras típica de 3000 *microstrain* e precisão de  $\pm 5-50$  *microstrain*.

Os modelos de célula de carga disponíveis são bastante semelhantes aos de *strain gages* dentre as quais pode-se citar: mecânicas, hidráulicas, de resistência elétrica e de corda vibrante. As células de carga mecânicas são compostas por um sistema de alavanca de torção ou por uma mola elástica copo. Assim como nos *strain gages* mecânicos, a deformação é detectada por um indicador analógico, que deve ser previamente calibrado. Como desvantagens cita-se a necessidade de acesso ao local para leituras, baixa precisão ( $\pm 2-10\%$ ) e eventuais perdas de elasticidade da mola com o tempo.

Os modelos hidráulicos consistem em uma câmara plana cheia de líquido conectada a um transdutor de pressão. Apresentam a desvantagem de sofrer interferências devido à expansão e contração do líquido quando expostas a variações de temperatura. Além disso, a precisão desses modelos é reduzida ( $\pm 2-10\%$ ).

As células de carga de resistividade elétrica apresentam as mesmas características descritas para os *strain gages* de resistência elétrica, sendo o principal fator limitante para o presente estudo de caso o sinal de saída em tensão (V). Existem ainda células de carga fotoelétricas, cujas leituras não são diretas (numéricas) e sim baseadas em faixas de luz, representando uma maior dificuldade aos usuários.

Quando comparadas aos demais modelos, as células de carga de corda vibrante têm como vantagem a possibilidade de automação de suas leituras, que pode ser realizada mesmo com grandes comprimentos de cabos, sem perder a precisão dos dados, pois são obtidas em forma de frequência.

### **2.3.1.5. Precipitações**

Define-se por pluviometria a quantificação das precipitações, representadas pela camada d'água que se formaria sobre uma superfície horizontal, plana e impermeável, com  $1\text{m}^2$  de área, expressa em milímetros. Logo, 1 mm de precipitação representa 1 litro de água por metro quadrado na superfície.

A precipitação pode ser definida ainda como a água proveniente do vapor d'água da atmosfera, que chega à superfície terrestre, sob a forma de: granizo, neve, orvalho e chuva, sendo esta última a mais significativa em termos de frequência e volume no Brasil.

Tucci (1997) classifica as chuvas de acordo com as condições em que ocorre a ascensão da massa de ar, dividindo-as em três categorias: chuvas frontais, orográficas e convectivas. As chuvas frontais são aquelas originadas pelo deslocamento de frentes frias ou quentes contra frentes contrárias termicamente. As orográficas, por sua vez representam as precipitações provenientes pelo encontro dessas frentes com barreiras topográficas, como, por exemplo, montanhas. Por fim, tem-se ainda as chuvas convectivas ou “chuvas de verão”, provenientes de um forte aquecimento de camadas próximas à superfície da Terra, que resulta em uma ascendência rápida do ar aquecido e, conseqüentemente, em um resfriamento rápido da massa de ar que se condensa quase que instantaneamente.

A captação e medição dos dados pluviométricos são realizadas normalmente através de estações pluviométricas com a instalação de pluviômetros e/ou pluviógrafos. Algumas estações medem ainda temperatura, radiação solar, intensidade e direção dos ventos, sendo então denominadas estações meteorológicas. Righetto (1998) define uma quantidade mínima recomendada de estações pluviométricas em uma bacia hidrográfica de acordo a sua área de drenagem, conforme pode ser observado na Tabela 1.



**Tabela 1 - Quantidade mínima recomendada de estações pluviométricas em função da área de drenagem.**

FONTE: RIGHETTO (1998)

Área de drenagem (km <sup>2</sup> )	Número mínimo de estações pluviométricas
0 – 0,12	1
0,12 – 0,40	2
0,4 – 0,80	3
0,80 – 2	1 a cada 0,4 km <sup>2</sup>
2 – 10	1 a cada 1,0 km <sup>2</sup>
10 – 20	1 a cada 2,5 km <sup>2</sup>
>20	1 a cada 7,5 km <sup>2</sup>

A quantidade e disposição desses equipamentos variam ainda em função do objetivo que se tem em relação aos dados obtidos. Dulnik (2006) descreve que um posto pluviométrico pode ser suficiente quando se deseja obter dados de um local em específico, por exemplo. Em contrapartida, para o entendimento da distribuição espacial da chuva ao longo de uma área é preciso ampliar esses pontos de pesquisa, considerando a região da bacia hidrográfica correspondente ao local de interesse.

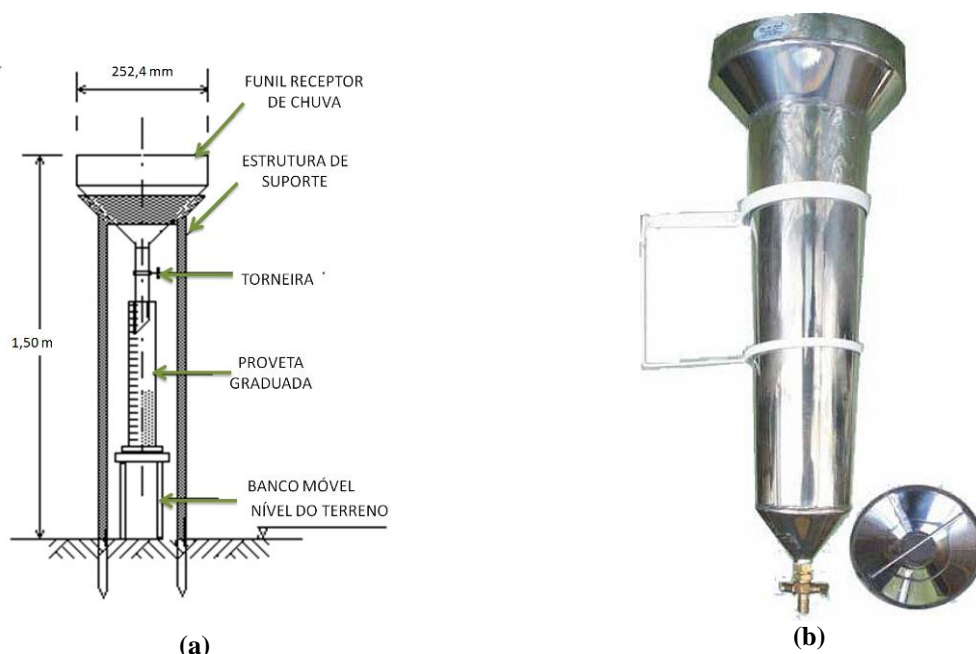
De qualquer modo, é imprescindível que esses sensores sejam posicionados em um local onde os valores por ele registrados sejam a medida real da precipitação no local, não sendo afetados por características físicas do meio, por exemplo.

Alves (2007) cita ainda que é preciso manter uma distância horizontal de no mínimo duas vezes a altura de quaisquer obstáculos bem como evitar interferências à chuva em um raio de 5 metros. Dulnik (2006) alerta ainda que locais completamente abertos devem ser evitados, pois correntes fortes de vento podem alterar sensivelmente a precisão da medida. Além disso, outros fatores podem influenciar na representatividade das leituras, tais como: interferências provenientes de correntes de vento, evaporações, danos ao equipamento, erros de leitura (no caso dos pluviômetros).

As medidas de precipitações pluviométricas são realizadas basicamente através de dois aparelhos similares: pluviômetros e pluviógrafos. A diferença básica entre estes dois instrumentos é a capacidade de registro temporal do pluviógrafo, enquanto no pluviômetro o valor medido refere-se ao total de água precipitada em um período fixo, anotado manualmente por um operador. É comum, entretanto, a utilização dos pluviômetros devido a seu baixo custo e simplicidade de operação. Nesse caso, é fundamental realizar leituras diárias e em

horários fixos para garantir uma melhor representatividade desses dados (ANTONIO, 2007). Existem ainda equipamentos mais sofisticados, como o radar meteorológico e imagens de satélites.

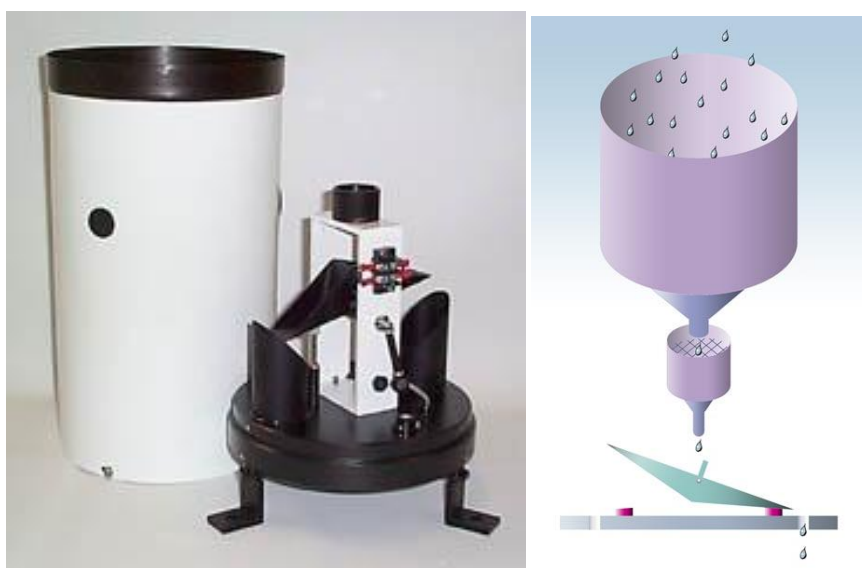
O pluviômetro constitui-se normalmente de um reservatório cilíndrico munido de uma torneira para retirada da água, um receptor cilíndrico cônico sobreposto ao reservatório e uma proveta graduada para medir diretamente a chuva coletada (Figura 24a). Cabe salientar que a forma cilíndrica do coletor é recomendada por oferecer idênticas condições de exposição ao vento, qualquer que seja sua direção. A área de captação varia entre 15 cm<sup>2</sup> e 500 cm<sup>2</sup>, sendo as leituras realizadas uma ou duas vezes por dia em horários determinados. No Brasil é bastante difundido o tipo “*Ville de Paris*” (Figura 24b e Figura 24c).



**Figura 24 - Pluviômetro – (a) Princípio de funcionamento, (b) exemplo de equipamento**  
 FONTE: PSF (2012); PLUVIOMETROS (2012)

Quanto aos pluviógrafos, esses constituem-se de um equipamento capaz de registrar automaticamente os dados coletados, medindo-os em função do tempo. Com isto é possível determinar a altura de água, o tempo de duração da chuva e, portanto a intensidade da chuva. Este equipamento tem grande utilidade para estudo de variabilidade temporal dos eventos chuvosos, podendo ainda serem instalados em estações dotadas de telemetria (transmissão instantânea dos dados) (ALVES, 2004).

Existem diversos modelos de pluviógrafos disponíveis, sendo diferenciados principalmente pelo princípio em que as medições são realizadas, dentre as quais pode-se citar: caçambas basculantes, de peso e o flutuador. O modelo de caçambas basculantes (Figura 25) é formado por uma caçamba dividida em dois compartimentos, arranjados de tal modo que, quando um deles se enche, a caçamba basculante esvazia, e deixa o outro em posição de enchimento (DULNIK, 2006).



**Figura 25 - Pluviógrafo de caçambas basculantes**  
FONTE: NOVALYNX (2012); DEUTSCHES (2012)

No pluviógrafo de peso, o receptor repousa sobre uma escala de pesagem que aciona a pena e ela traça um gráfico de precipitação sob a forma de um diagrama. O pluviógrafo flutuador, por fim, é muito semelhante ao de peso, diferenciando-se pelo fato de que nele a pena é acionada por um flutuador situado na superfície da água contida no receptor (DULNIK, 2006).

### **2.3.1.6. Aquisição dos dados**

A concepção de um plano de monitoramento envolve a definição do método de aquisição de dados (manuais, de aquisição automática ou ainda de aquisição e transmissão automatizadas) e o intervalo em que as leituras serão realizadas.

Silveira (2006) aponta para dificuldades provenientes da implantação de um sistema de automação, conforme experiência relatada em uma publicação do U.S. Committee on Large Dams (USSD, 1993). Nessa, mesmo após 20 anos de experiência na área, os autores relatam uma série de insucessos obtidos, concluindo o trabalho com uma série de recomendações a serem seguidas na automação, para assegurar melhores resultados.

Machado (2007) descreve ainda que a automação não representa uma solução isenta de problemas em relação ao sistema convencional, sendo comum surgirem defeitos nos sensores e equipamentos eletrônicos, sensíveis a reais condições de operação em campo. Eventuais operações de manutenção desses equipamentos eletrônicos podem ainda representar um custo elevado, pois requerem assistência de técnicos especializados. Contudo, o autor sugere que a automação de um plano de monitoramento seja parcial em relação à instrumentação instalada, procurando assim, reduzir custos e garantir que as inspeções visuais e leituras continuem a serem realizadas. Destaca-se que o referido trabalho contempla a instrumentação de barragens.

Existem ainda sistemas de aquisição que além de registrarem os dados de leitura fazem a transmissão automática desses dados (SATAD – Sistema de aquisição e transmissão automática de dados). Este sistema é programável e realiza todas as tarefas de medição e controle, incluindo: excitação dos instrumentos, frequência de leituras segundo procedimento variável em função das leituras anteriores, armazenamento dos dados em memória, transmissão dos dados e emissão de alertas (MACHADO, 2007).

### 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

#### 3.1. Localização

O presente trabalho foca uma encosta situada no Morro do Boi, localizada a sudeste do município de Balneário Camboriú – SC. O maciço que compreende o “Morro do Boi” localiza-se entre as coordenadas geográficas S 27°05’ 00” e S 26°58’ 00” e O 48°37’ 00” e O 48°34’ 00” (Figura 26 e Figura 27), compreendendo as praias de Laranjeiras, Taquarinhas, Taquaras, Pinho, Estaleiro e Estaleirinho e os bairros Barra e Nova Esperança (TORRES, 2004).



**Figura 26 - Morro do Boi – Vista geral do maciço**

FONTE: Google Earth ® (2011)

A encosta do km 140+700 m (Figura 27), objeto de análise na presente pesquisa, localiza-se entre as coordenadas S 27° 01’ 30” e S 27° 02’ 30” e O 48° 35’ 30” e O 48° 36’ 30”, e apresenta um histórico de instabilidade caracterizado pela ocorrência de processos de movimentação, com o consequente acúmulo de detritos sobre a rodovia e interrupção de tráfego. Em particular, foram registradas rupturas em novembro de 2008, decorrentes das precipitações pluviométricas de extrema intensidade que ocorreram no estado de Santa Catarina naquele mês (KORMANN, 2011).





**Figura 27 - Vista geral do km 140+700 antes da intervenção**

Com isso, contemplou-se a necessidade de se estabilizar a camada de solo existente e detritos em sua posição remanescente. Tal decisão se ateve à premissa de minimizar transtornos aos usuários da rodovia, pois uma alternativa simples sob uma ótica geotécnica envolveria a remoção de centenas de metros cúbicos de solo/rocha, intervenção que foi descartada devido aos impactos que acarretaria ao tráfego.

A solução adotada (Figura 28) contempla o uso de um sistema combinado de ancoragens passivas em conjunto com uma tela metálica específica para conter a massa escorregada, conforme será detalhado item 3.4 (G4U ENGENHARIA, 2010).



**Figura 28 - Vista geral do km 140+700 durante a implantação do sistema de estabilização e das perfurações para instalação da instrumentação**

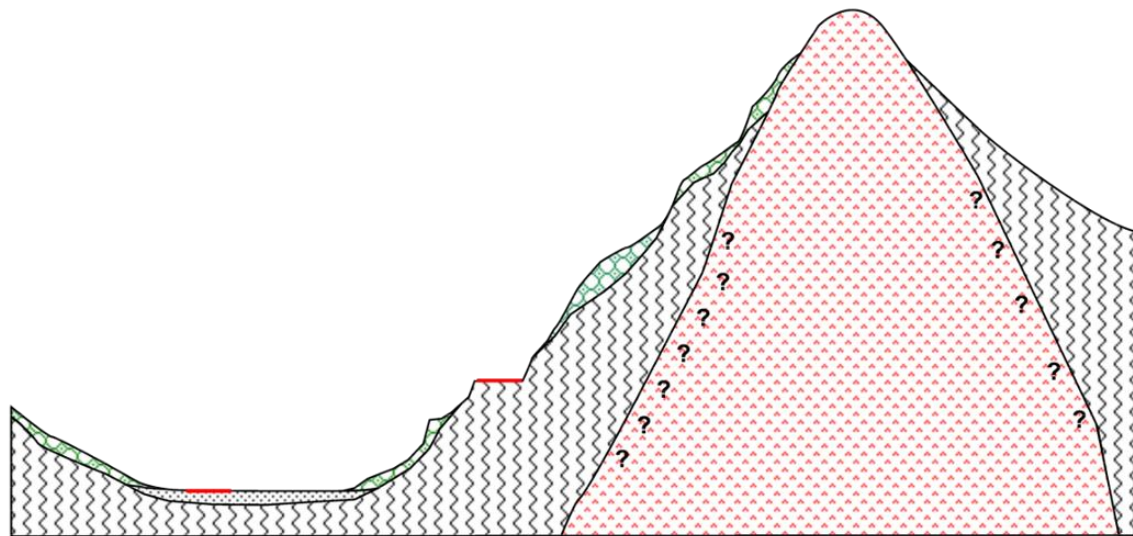
### **3.2. Aspectos Geológicos**

Nos parágrafos subsequentes será apresentada uma síntese de um estudo da geologia local realizada por uma equipe supervisionada pelo Prof. Dr. Alberto Pio Fiori, cujos resultados foram apresentados em relatórios (FIORI, 2011; FIORI, 2012) de uma pesquisa na qual o presente trabalho está inserido.

A região do Morro do Boi caracteriza-se pela ocorrência de dois tipos de rocha: Migmatitos Morro do Boi e Granitos da Suíte Intrusiva Nova Trento, sendo esta última representada por um corpo intrusivo no Migmatito Morro do Boi, alinhada na direção NE-SW (FIORI, 2011).

A distribuição dessas unidades litológicas, massas de solo e blocos de rochas presentes é apresentada de maneira esquemática na Figura 29. O granito da Suíte Intrusiva Nova Trento, com cerca de 595 Ma, é mostrado intrudido no Migmatito Morro do Boi, de idade bem mais antiga, com idade de cerca 2.000 Ma. Cabe salientar ainda que a delimitação das camadas na massa de colúvio/tálus é apenas orientativa, tendo em vista que a presença sistemática de blocos de rocha ao longo da seção, bem como a falta de exposições adequadas em

superfície, dificuldade tal delimitação.



### Legenda

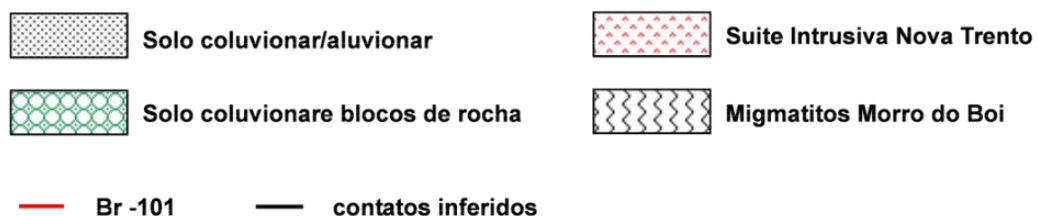


Figura 29 - Seção esquemática do Morro do Boi no km 140+700

FONTE: FIORI (2011 b)

O corpo de Migmatito Morro do Boi estende-se por uma faixa de direção nordeste - sudoeste, variando de 1 a 1,5 km de largura, situado a sul e a leste da cidade de Camboriú. A intrusão de granito (Suíte Intrusiva Nova Trento) ocorre desde as proximidades do Rio Pequeno até o sul de Camboriú, com direção nordeste-sudoeste e um comprimento de 500 metros de largura. A Figura 30 apresenta um mapa em escala 1:20.0000 com as principais unidades geológicas contidas na região do Morro do Boi (FIORI, 2011).

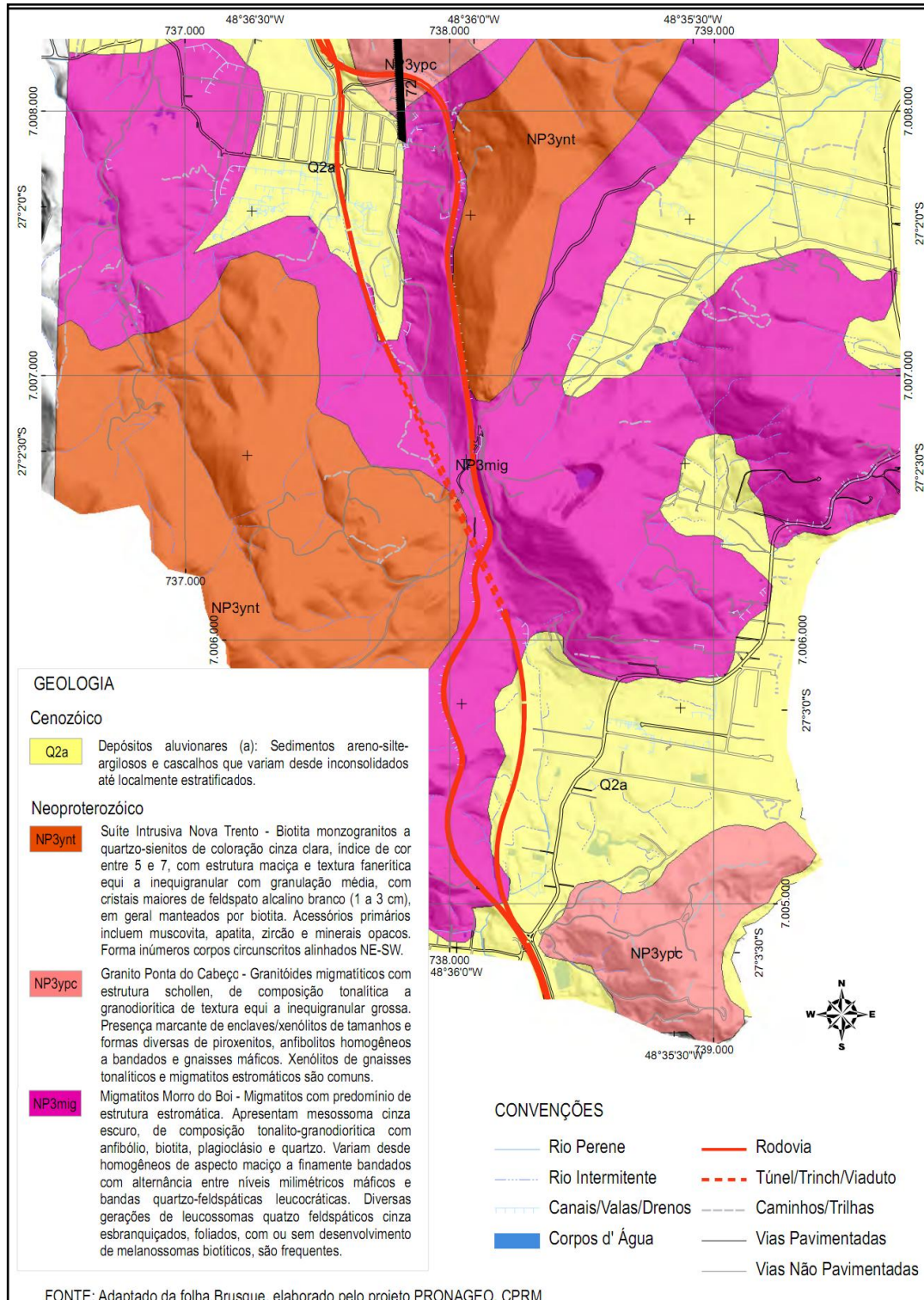
Os Migmatitos Morro do Boi apresentam um predomínio de estrutura estromática, frequentemente dobrada, onde são comuns xenólitos de rochas metabásicas, cinza escuro, variando desde homogêneos de aspecto maciço a finamente bandados, com aspecto gnáissico. Quando frescos apresentam-se pouco fraturados e mecanicamente muito resistentes, mas são



afetados por zonas de cisalhamento de direção NE-SW e NW-SE e ainda por fraturas subhorizontais, que subdividem o maciço rochoso em blocos, e diminuem drasticamente sua resistência mecânica. Além disso, por estarem conectadas, estas fraturas acabam facilitando o fluxo de água subterrânea pelo maciço em alguns pontos (FIORI, 2011).

A Suíte Intrusiva Nova Trento é caracterizada por biotita monzogranitos a quartzo-sienitos de coloração cinza clara, estrutura maciça, granulação média, com cristais maiores de feldspato alcalino branco. Zonas de cisalhamento métricas afetam o granito e os migmatitos, algumas delas no contato entre as duas unidades. Da mesma forma que os migmatitos Morro do Boi, quando frescos apresentam-se pouco fraturados e mecanicamente muito resistentes, porém são igualmente afetados pela zona de cisalhamento de direção NE-SW e por fraturas subhorizontais (FIORI, 2011).

Com relação ao sistema de fraturamentos e zonas de cisalhamentos, foi possível identificar na encosta do km 140+700 m e suas proximidades quatro sistemas de fraturas, sendo dois de altos ângulos de inclinação e dois de baixos ângulos de inclinação. O Sistema NE-SW é o mais frequente (Figura 31) e, portanto, mais importante, caracterizando-se por apresentar fraturas de cisalhamento verticais ou subverticais, direcionadas para NE-SW. Tratam-se de fraturas de cisalhamento associadas a zonas de falhas transcorrentes, ou de rejeito direcional. É frequente a presença de queda de blocos associadas a esse sistema em taludes expostos.



**Figura 30 - Mapa Geológico – Escala 1:20.000**

FONTE: FIORI (2012)



**Figura 31 - Zona de cisalhamento do sistema NE-SW afetando granito da Suíte Intrusiva Nova Trento**  
FONTE: FIORI (2011)

Observa-se ainda a ocorrência de percolação de água nesse sistema, caracterizada pela presença de umidade ao longo dos planos, ou mesmo gotejamento de água, e, muito localizadamente, fluxo de água. Nas porções mais úmidas é comum ainda a presença de filmes de argila e até uma zona de rocha alterada, argilosa, mais espessa, de mais ou menos 5 cm de espessura. A infiltração de água parece ocorrer preferencialmente pelo sistema de fraturamento vertical nordeste, com a água passando destas para as fraturas subhorizontais. A presença de água leva a uma rápida deterioração das condições da rocha nas paredes adjacentes e à consequente redução da resistência ao cisalhamento ao longo das rupturas. Acúmulos de blocos de rocha e de solo na base do talude afetados por este sistema atestam recentes movimentações de massa de solo e rochas.

O segundo sistema em importância é o Sistema NW-SE, caracterizado por fraturas verticais ou subverticais de direção noroeste (FIORI, 2011). O sistema de fraturas NW-SE subvertical caracteriza-se por descontinuidades fechadas, direcionadas para noroeste e com elevados



ângulos de inclinação, sendo menos frequentes nos afloramentos quando comparados ao NE-SW.

O sistema de fraturamento NW-SE de baixos mergulhos para nordeste caracteriza-se pela presença de zonas de cisalhamento fechadas, porém, em alguns casos, podem aparecer preenchidas por material argiloso/terroso, com até 30 centímetros de espessura, resultado do cataclasamento e esmagamento da rocha matriz pela movimentação ao longo dos planos e posterior alteração intempérica.

Ocorre ainda um sistema de fraturas de alívio de pressão ou deslocamento, caracterizado pela presença de fraturas abertas de baixo ângulo de mergulho, restringindo-se às porções mais superficiais dos maciços rochosos (Figura 32). Formam-se a partir da descompressão das rochas devido à perda de carga litostática, sendo comum encontrar fraturas com umidades elevadas, indicando a transmissão de água pelo maciço rochoso através da intercomunicação com as fraturas verticais do sistema nordeste, principalmente.



**Figura 32 - Fraturas de alívio de pressão ou de deslocamento**  
FONTE: FIORI (2011)

Outro sistema de ruptura das rochas verificado ocorre disposto paralelamente à estruturação metamórfica da rocha, com planos relativamente espaçados, fechados e orientados para N15E/70SE.

As intersecções dos vários sistemas de fraturas geram blocos de formas prismáticas muito irregulares tanto em forma como em tamanho, e que ficam em condições instáveis, principalmente em paredões muito inclinados. Nesses casos, o maior risco é o de tombamento de blocos ao longo do sistema nordeste vertical, associado a escorregamento de blocos ao longo do sistema noroeste, com baixos mergulhos, especialmente nos trechos em que estes últimos são voltados para a BR 101.

Como consequência desses conjuntos de fraturas podem ainda ocorrer deslizamentos translacionais ou em cunha. Os primeiros envolvem a movimentação de blocos de rocha ao longo de uma superfície planar, com o deslizamento ocorrendo na direção do mergulho do plano, estando associados na região de estudo aos sistemas NE-SW e NW-SE. Já os deslizamentos em cunha caracterizam-se pelo deslocamento de blocos de rocha ao longo de pelo menos dois planos de juntas que se intersectam.

Cabe salientar ainda que esses processos instabilizantes são muito influenciados pela presença de solos coluvionares/tálus. Conforme descrito anteriormente, estes materiais caracterizam-se por serem bastantes heterogêneos, com elevado grau de alteração e coesão nula ou extremamente baixa. Estas condições tornam-se ainda mais desfavoráveis quando estão sobrepostos a solos residuais em áreas de rochas mais alteradas, caracterizadas pela presença de zonas de cisalhamento, particularmente quando a estas se associa um fluxo de água subterrânea.

As encostas da região do Morro do Boi são cobertas por uma camada de solo coluvionar/tálus, geralmente não superior a 2m, onde os deslizamentos são superficiais e estão frequentemente associados a cortes. De modo geral ocorrem no contato solo e rocha subjacente ou ao longo de planos de descontinuidade presentes nos maciços rochosos, concordantes com a declividade das encostas. Verifica-se na região do Morro do Boi a ocorrência de diversos escorregamentos demonstrando que a cobertura de solo não é regularmente distribuída na massa suscetível de movimentação. Esta distribuição depende de fatores que incluem desde a resistência até o intemperismo da rocha, bastante variável na área, devido às heterogeneidades naturais, grau de fraturamento e também do acúmulo de movimentos de massa mais antigos.

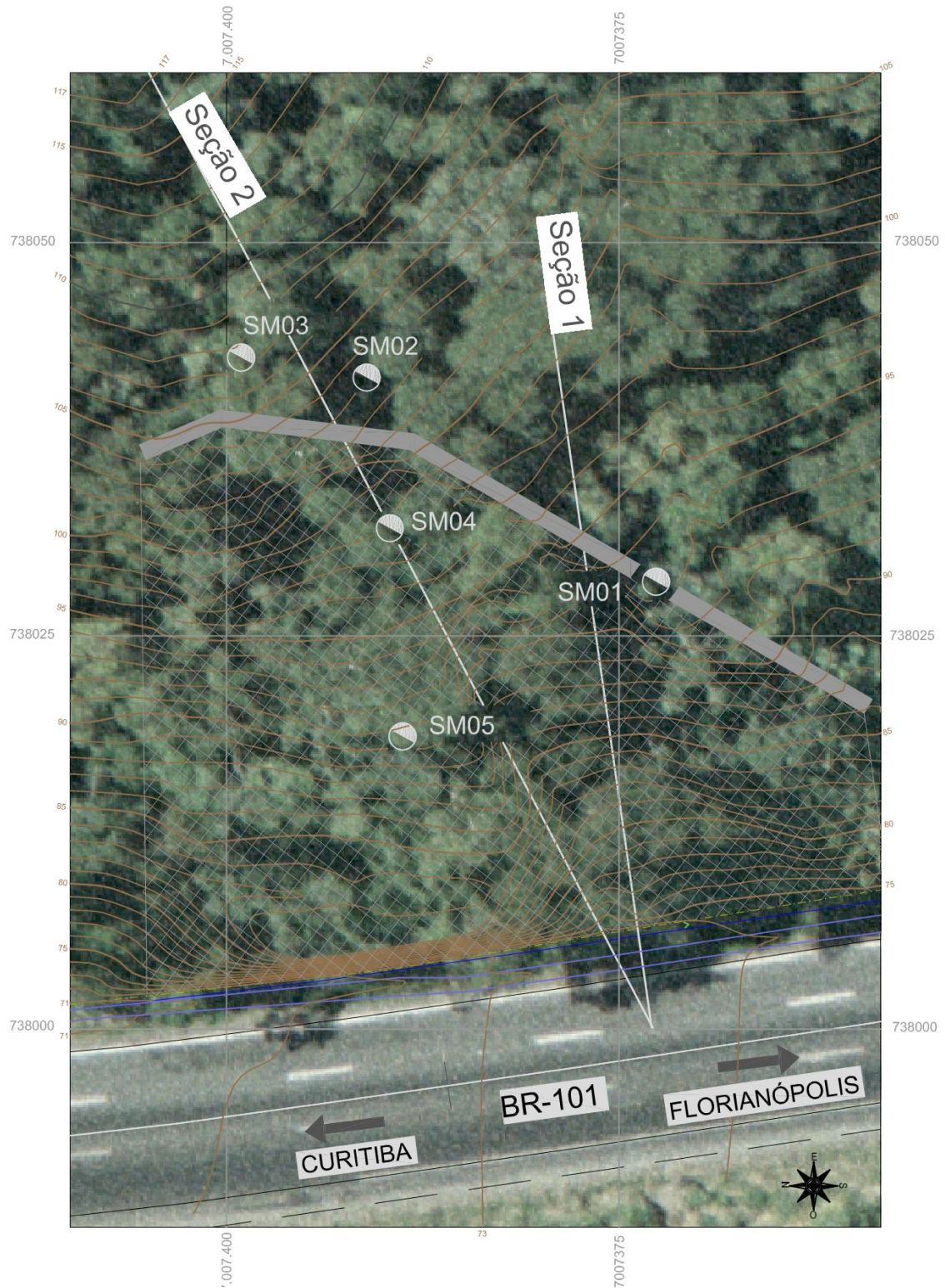
Como consequência disso, o nível freático é irregularmente distribuído ao longo da encosta, uma vez que a permeabilidade do maciço rochoso é de natureza secundária, ou seja,

controlada por fraturas, especialmente as de alívio de pressão, geralmente dispostas paralelamente às encostas. A topografia irregular da superfície de contato entre o solo coluvial e a rocha subjacente, bem como a variação na espessura da cobertura têm influência decisiva na circulação do fluxo sub-superficial, no acúmulo de águas de chuva e, conseqüentemente, na localização de escorregamentos.

### **3.3. Caracterização Geológica-Geotécnica**

O projeto de estabilização desenvolvido para o km 140+700 m baseou-se em uma campanha de sondagens a percussão e mistas. Inicialmente, foram realizadas três sondagens a percussão: SP-01 e seus deslocamentos SP-01A e SP-01B. Os dados dessas sondagens permitiram identificar uma camada de solo residual de migmatito com espessura da ordem de 3 m, representado por camadas silto-areno-argilosas, com índices  $N_{SPT}$  variando entre 16 e 27 golpes (G4U ENGENHARIA, 2010). Abaixo dessa camada, as sondagens atingiram o impenetrável, sendo estes resultados provavelmente falseados devido à presença de diversos fragmentos de rocha. Durante essa primeira campanha de sondagens o nível d'água subterrâneo não foi encontrado.

Uma segunda campanha de investigações envolveu cinco sondagens mistas (SM-01, SM-02, SM-03, SM-04 e SM-05) que permitiram identificar uma espessura média de 6 m de solo à montante e ao lado da ruptura (SM-02 a SM-05) e de 3 m no local da ruptura (SM-01) (G4U ENGENHARIA, 2010). Nessa etapa, o N.A. foi encontrado em todas as sondagens, variando entre 3,5 m e 6,7 m de profundidade. O posicionamento destas sondagens em planta pode ser observado na Figura 33.



**Figura 33 - Posicionamento das sondagens e seções - km 140+700 m – Planta**



Com o objetivo de compreender melhor a estratigrafia do local bem como subsidiar a definição do conjunto de instrumentos/sensores propostos para essa encosta durante o desenvolvimento deste trabalho, foi elaborado um perfil geológico-geotécnico da encosta em questão. Para tal, definiu-se uma seção perpendicular às curvas de nível (Seção 2), buscando-se assim obter uma seção crítica do perfil em questão, conforme pode ser observado na Figura 34. A seção 1 (perpendicular à rodovia) representa a região onde houve o deslizamento, conforme será descrito nos itens subsequentes.

Observa-se a ocorrência de uma camada superficial de solo argiloso com espessura variando entre 3,55 m e 6,20 m, composto em algumas regiões pela presença de blocos de rocha. Tem-se ainda uma camada de rocha alterada, identificada apenas nos pontos de menores cotas (SM-01, SM-04 e SM-05) que se sobrepõe ao maciço de migmatito bandado. O nível d'água foi encontrado em todas as sondagens, variando entre 3,5 m e 6,7 m de profundidade (KORMANN, 2011).

Destaca-se, contudo, que os perfis obtidos estão associados às incertezas decorrentes do processo de interpretação das sondagens bem como de alguns critérios utilizados na sua elaboração. Isso porque, nesse processo, a estratigrafia encontrada em cada sondagem é aproximada para um perfil traçado que não passa obrigatoriamente pela sondagem. Além disso, os resultados utilizados dos boletins de sondagens representam informações pontuais e, durante a espacialização dos mesmos admite-se que as camadas de solo encontradas em um ponto possuem um comportamento suave e constante, acompanhando o relevo, na região do entorno do mesmo (KORMANN, 2011).

Além disso, observa-se que a presença sistemática de blocos de rocha torna difícil uma delimitação clara de camadas para a encosta em questão, confirmando ainda o caráter orientativo dessa interpretação.



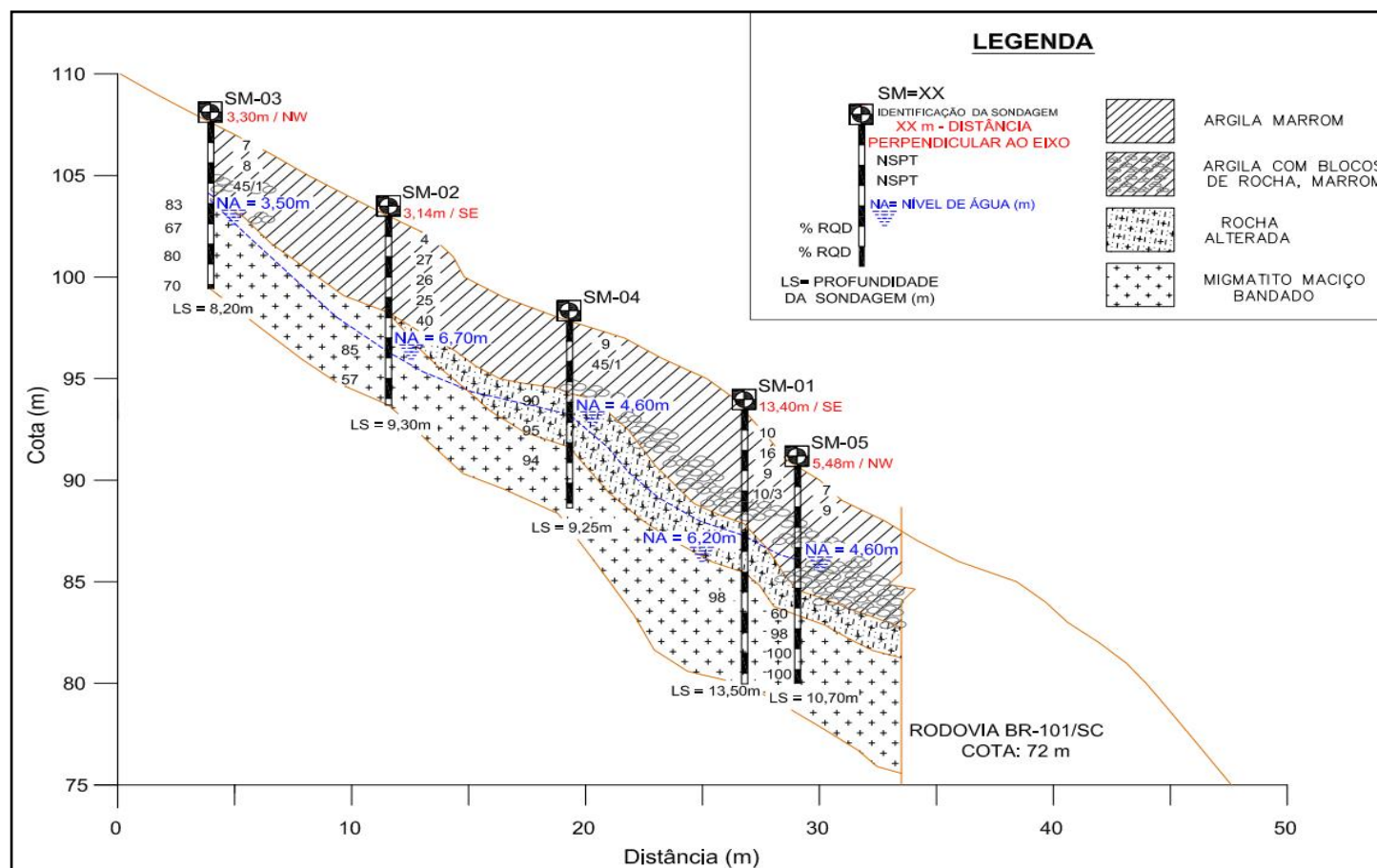


Figura 34 - Perfil Geológico-Geotécnico – Seção 2 - perpendicular às curvas de nível

### 3.4. Solução de estabilização

Apresenta-se a seguir uma síntese da memória de cálculo da solução de estabilização adotada no km 140+700 m, baseada nas informações obtidas no *Projeto de CONTENÇÃO – Memória de Cálculo da CONTENÇÃO de Estrutura de Corte no km 140+700 m da Rodovia BR-101/SC* (G4U ENGENHARIA, 2010). O sistema proposto contempla a utilização de um modelo ainda não utilizado para contenção de massas coluvionares e/ou tálus através do uso combinado de ancoragens passivas e uma tela de proteção, conforme será detalhado nos parágrafos subsequentes.

De acordo com um levantamento planialtimétrico utilizado na definição do projeto, o desnível nesse local é da ordem de 40 m e a declividade média do talude situa-se entre 1V:1,5H e 1V:2,0H, estando a região com evidências de ruptura localizada até a seção 140+685 m. Entre as seções 140+785 m e 140+805 m observou-se ainda que a instabilização não chegou a levar completamente o material do manto de alteração (G4U ENGENHARIA, 2010).

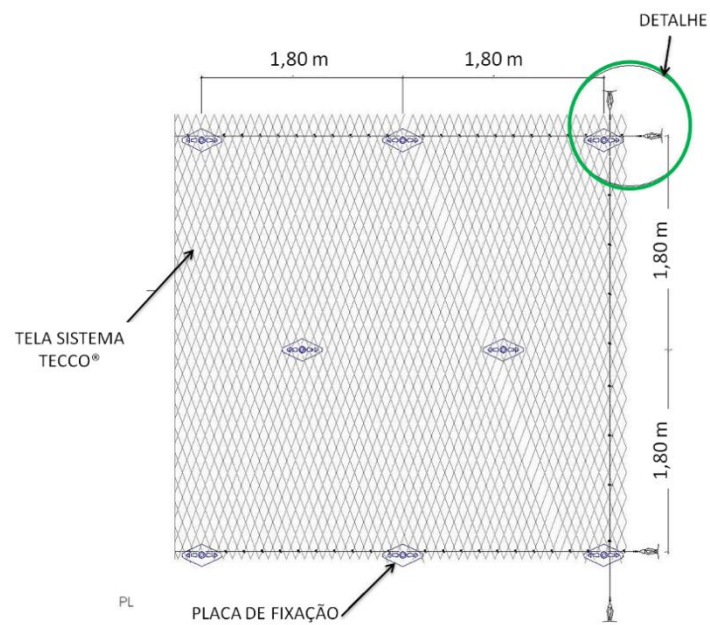
Baseada nesse contexto a análise da ruptura foi efetuada sob duas situações distintas: nas seções até o km 140+785 m onde todo o material sofreu instabilização, se deformou e foi deslocado, considerou-se que o solo remanescente se encontrava com resistência ao cisalhamento em níveis próximos da resistência de pico (G4U ENGENHARIA, 2010).

Para as seções situadas entre o km 140+685 m e o km 140+705 m, abaixo da cota 105 m (Figura 35), considerou-se que, como essa massa havia passado por deformações acentuadas que levaram apenas parte da camada proveniente de alteração, o material ali existente encontrava-se provavelmente com resistência ao cisalhamento em níveis próximos do residual (G4U ENGENHARIA, 2010).

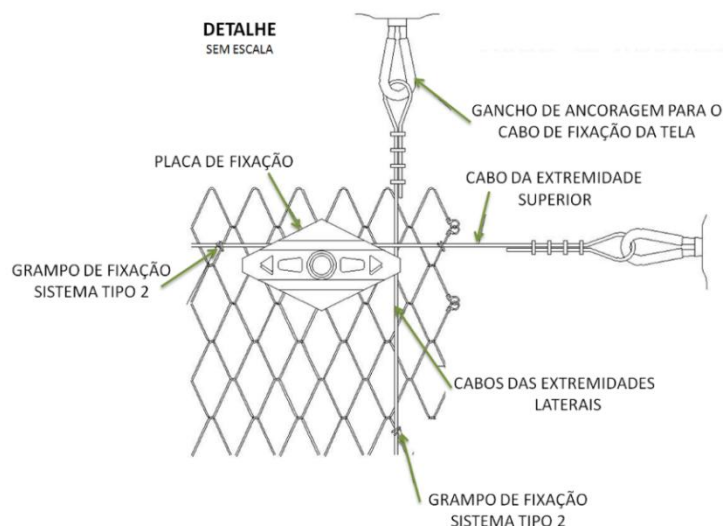
Com base nesse contexto, a solução adotada pelo projetista propôs estabilizar a massa de tálus utilizando uma solução de grampos com tela metálica específica (GEOBRUGG, 2010). Neste sistema (Figuras 36 e 37), posiciona-se uma malha de aço junto ao material instável, de modo que as deformações do material são controladas pela flexibilidade da malha de aço e seus esforços são redistribuídos para grampos chumbados no maciço rochoso. A estrutura possui ainda uma placa de fixação posicionada na cabeça dos grampos, cujo objetivo é evitar o efeito de puncionamento provocado pela concentração de esforços.



**Figura 35 - Vista geral da encosta – Seções consideradas para a solução de estabilização**

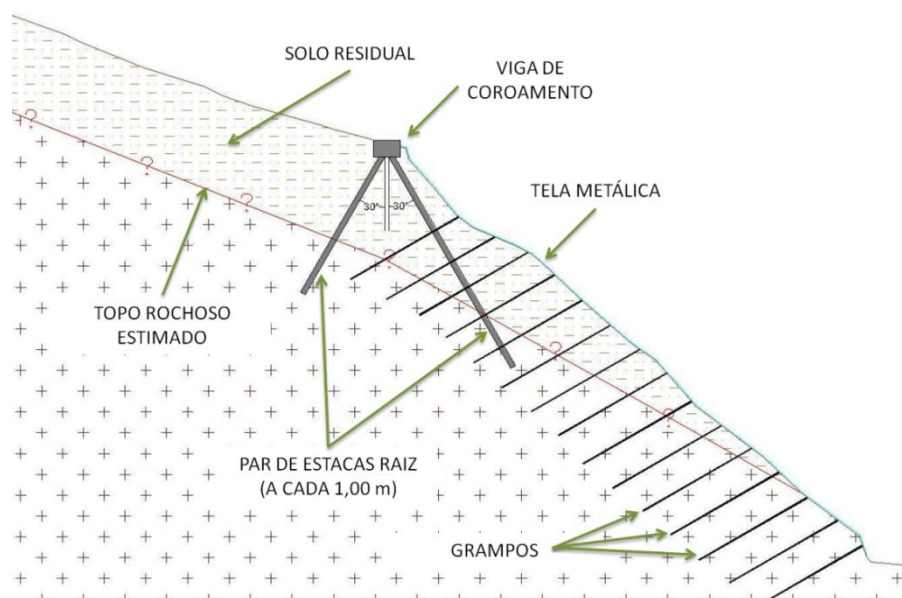


**Figura 36 - Sistema TECCO de estabilização – Visão Frontal**  
 FONTE: G4U ENGENHARIA, 2010



**Figura 37 - Detalhe sistema de estabilização**  
FONTE: G4U ENGENHARIA, 2010

A solução de estabilização propõe ainda confinar através de uma estrutura rígida de contenção a porção de solo do maciço que ainda não sofrera grandes deformações (acima da cota 105 m) e que, portanto, se encontraria com resistência igual ou próxima à de pico. Tal sistema compõe-se de uma viga de coroamento fixada no maciço rochoso através de um reticulado de estacas raiz, executadas a cada metro, formando um ângulo de  $30^\circ$  com a vertical, conforme pode ser observado na Figura 38 (G4U ENGENHARIA, 2010).



**Figura 38 - Detalhe da estrutura de contenção da porção do solo não deformado**  
FONTE: (Adaptado de G4U ENGENHARIA, 2010)

O diâmetro das estacas raiz foi definido pelo projetista em 310 mm, e comprimento tal que se obtenha um embutimento mínimo de 3,0 m no maciço rochoso. Cabe salientar que os parâmetros de resistência utilizados para a definição desse projeto foram obtidos com base em dados de literatura sobre propriedades para solos residuais (PINTO; GOBARA, 1993).

A análise do projeto de contenção proposto permite concluir que, apesar do histórico favorável existente na utilização de sistemas com solo grampeado, a definição de parâmetros de resistência do solo, além de considerar dados da literatura, poderia ser complementada com retroanálises da ruptura prévia e ensaios de laboratório. Conforme apresentado no Capítulo 2 deste trabalho, os solos presentes em encostas litorâneas podem apresentar características bastante heterogêneas, sendo o seu comportamento muito influenciado por sua composição. Logo, ressalta-se a importância da obtenção de informações complementares, até mesmo com novas sondagens.

Cabe salientar que a reanálise ou ainda retroanálise do escorregamento não fazem parte do escopo da presente pesquisa, sendo os dados do sistema de estabilização proposto descritos e analisados com o objetivo de subsidiar a concepção do plano de monitoramento proposto. A análise deste projeto permitiu ainda definir o melhor momento para instalação dos instrumentos, bem como seu posicionamento em relação ao grampeamento proposto, tendo como premissa de que o sistema de contenção foi executado concomitantemente à instalação dos instrumentos.

#### **4. DEFINIÇÃO DO PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO**

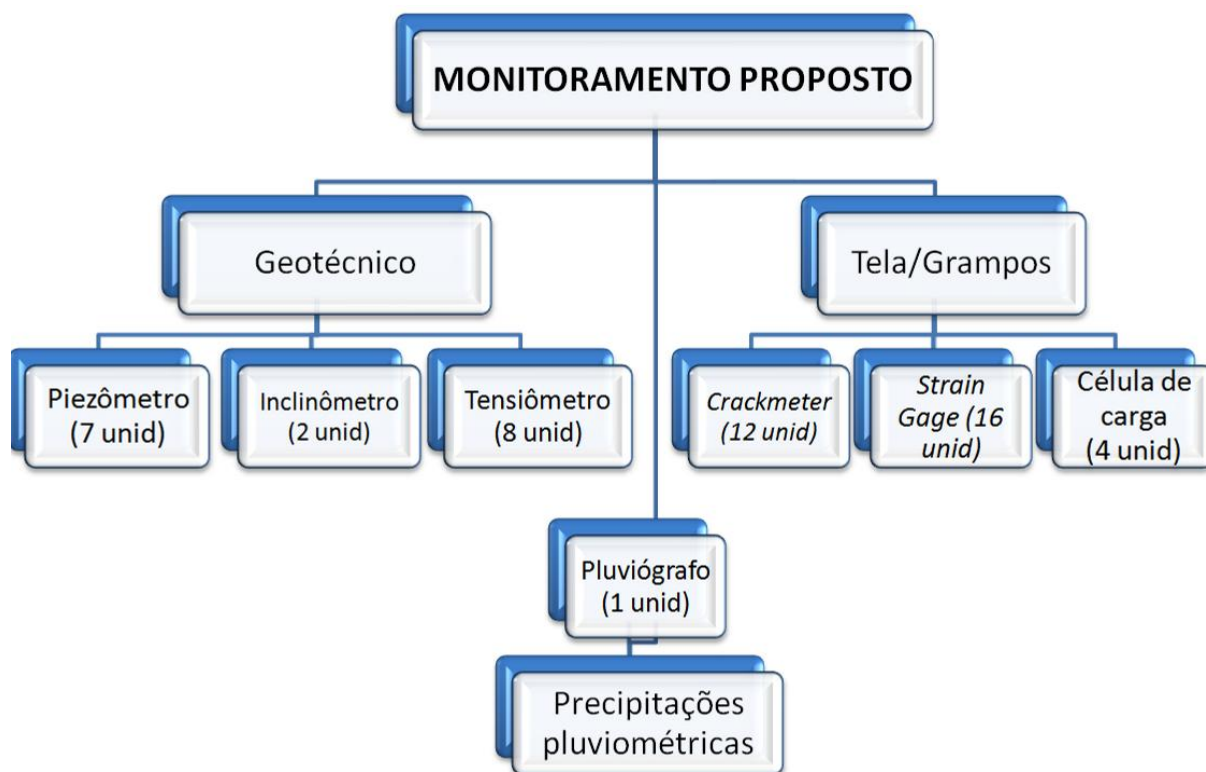
A heterogeneidade presente nos solos que compõem encostas litorâneas torna o entendimento de seu comportamento mais complexo, sendo necessário, portanto, avaliar esses locais de forma detalhada, buscando o maior número de informações possíveis. Com base nos resultados obtidos, é possível então analisar a existência de comportamentos característicos comuns a outros locais de formação similar, bem como peculiaridades do solo local.

Além disso, estes locais estão sujeitos à atuação de uma série fatores que podem deflagrar processos de movimentos de massa, resultantes da atuação de diversos processos (geológico-geotécnicos, ambientais, intervenções antrópicas) e que resultam em enormes prejuízos à sociedade. Molinari (2005) descreve a infiltração de água no solo como um dos principais responsáveis pela quebra do equilíbrio de forças que resulta em processos instabilizantes em uma encosta, agindo ainda na deflagração de processos erosivos e assoreamento de canais.

Esses movimentos podem ainda ser associados às descontinuidades dos maciços rochosos, ou mesmo no horizonte do contato solo/rocha, resultantes da ação combinada entre a presença de água nos planos de fraqueza e acúmulos maiores de solos derivados de escorregamentos anteriores.

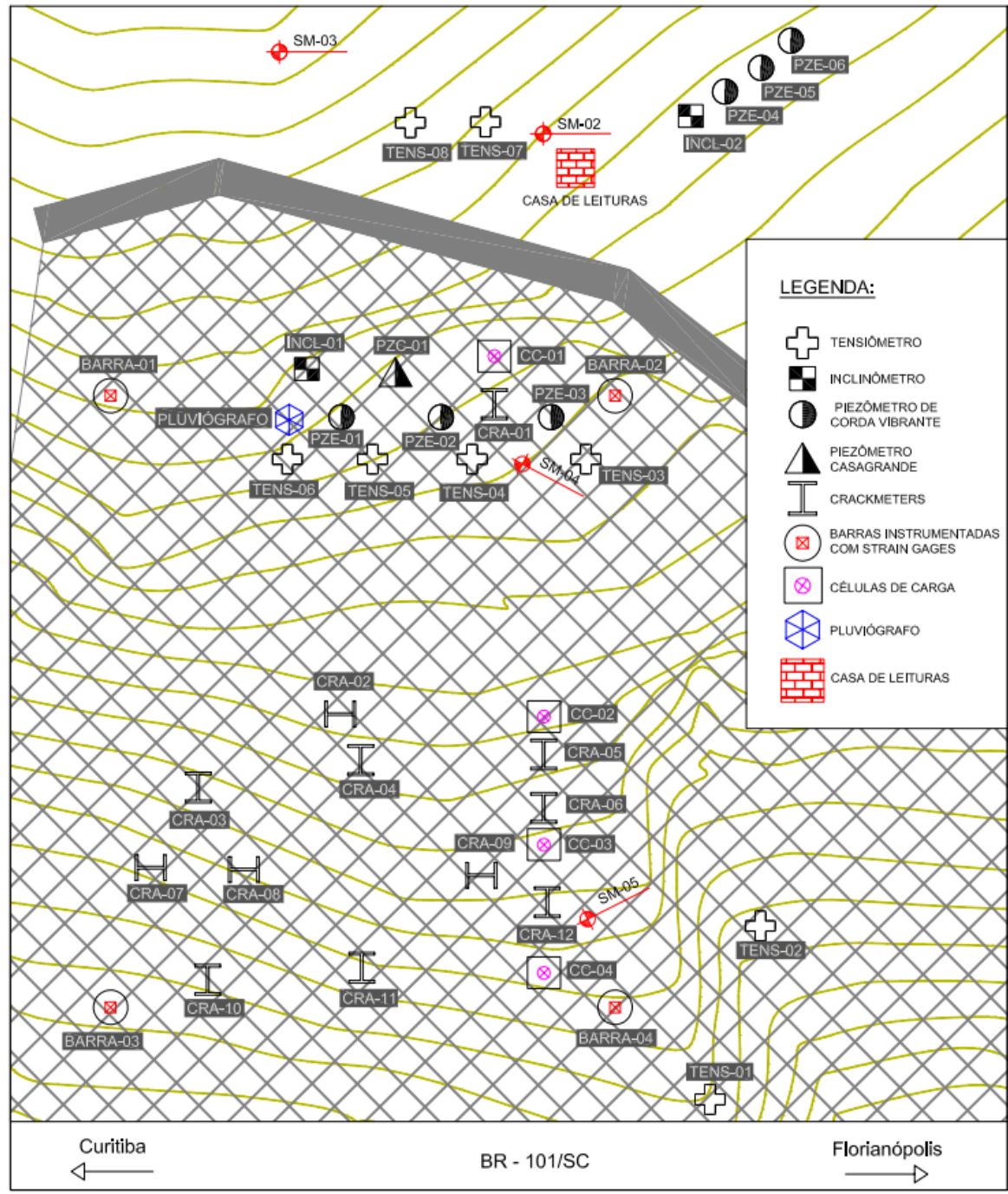
Com base nesse contexto, um plano de instrumentação foi elaborado como parte do desenvolvimento desta dissertação (Figura 39). Nele propôs-se o monitoramento de aspectos geológico-geotécnicos, hidrológicos e ambientais através de medições que indentificam variações de poro-pressões, deslocamentos da massa de solo e deformações do sistema de contenção e precipitações. Uma descrição detalhada de cada sensor será apresentada nos itens subsequentes.





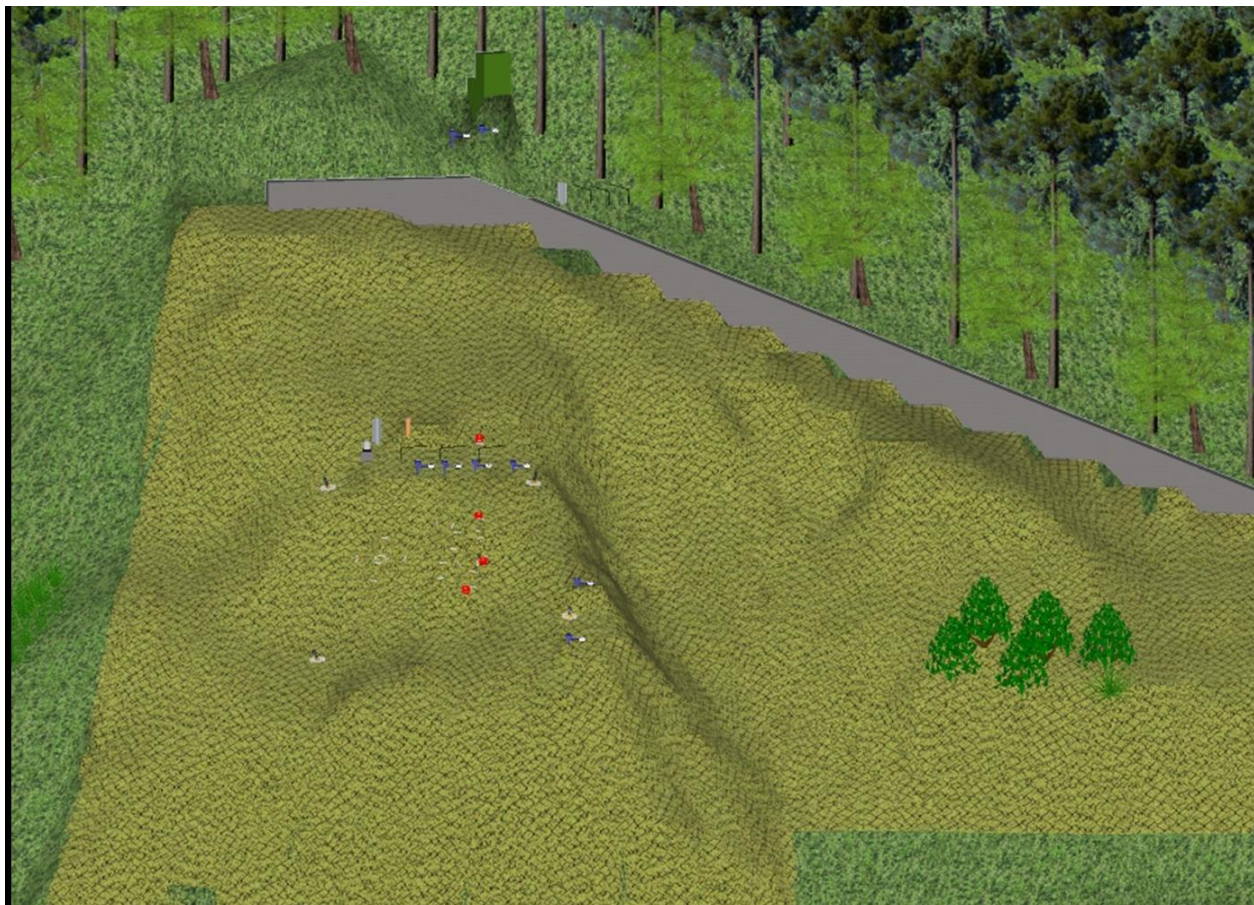
**Figura 39 - Esquema demonstrativo do monitoramento proposto**

A distribuição desses instrumentos em planta pode ser observada na Figura 40. O monitoramento proposto é apresentado ainda em um modelo tridimensional baseado nos levantamentos planialtimétricos da encosta com o posicionamento dos mesmos. Na Figura 41 apresenta-se uma visão geral da encosta com a distribuição dos sensores e na Figura 42 tem-se os instrumentos em detalhes.



**Figura 40 - Plano de Instrumentação – Croqui de instalação dos instrumentos em Planta**





**Figura 41 - Plano de Instrumentação – Representação tridimensional da encosta com os instrumentos instalados**



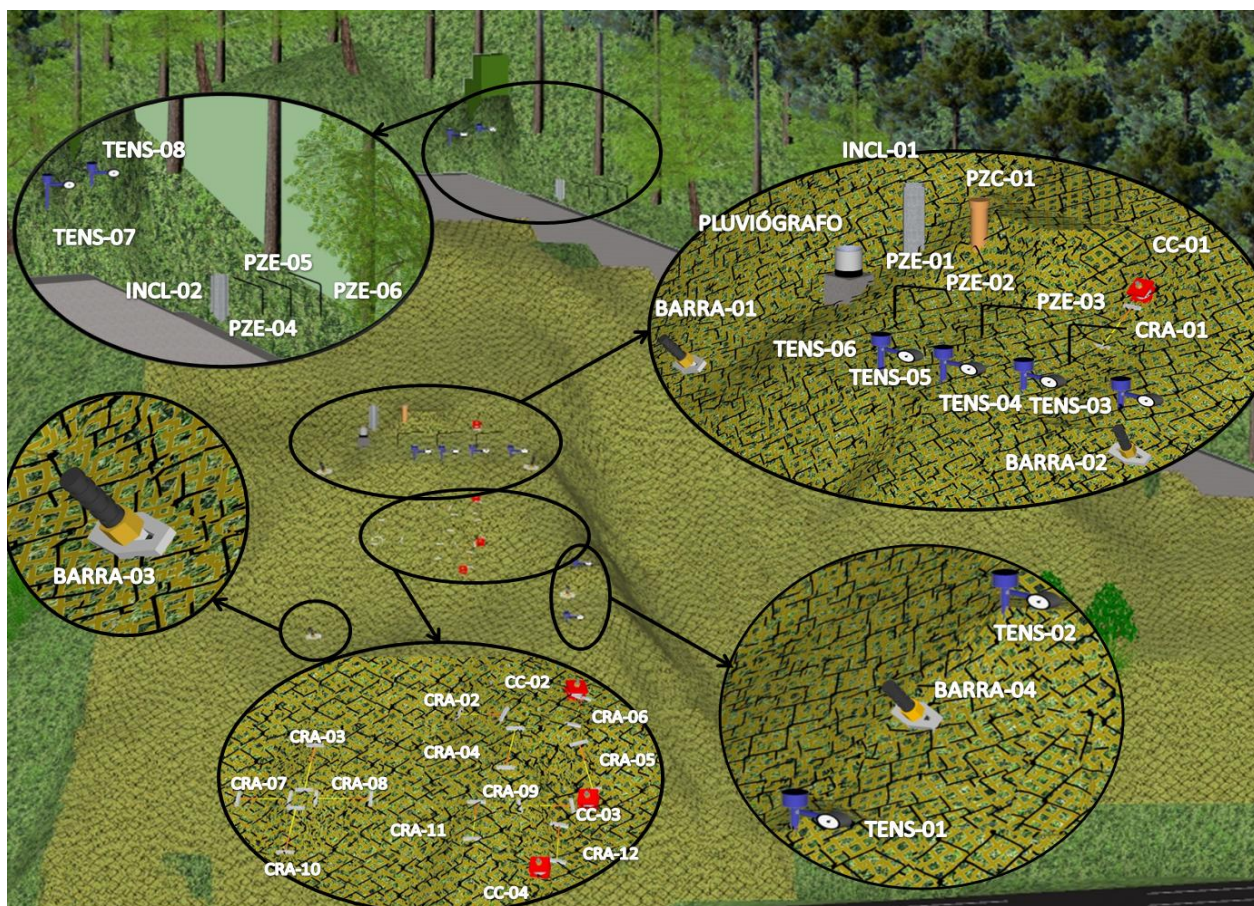


Figura 42 - Plano de Instrumentação – Representação tridimensional em detalhe

#### **4.1. Considerações iniciais**

Como parte do desenvolvimento do plano de monitoramento proposto, foi necessário estabelecer algumas hipóteses sobre os mecanismos que controlam o comportamento do maciço em questão.

Inicialmente, fez-se uma análise das tensões atuantes no maciço como um todo, sendo as mesmas divididas em total, efetiva e pressões de água. A ação dessas tensões pode ainda ser verificada em conjunto com a permeabilidade do maciço e condições de drenagem, permitindo com isso avaliá-lo em relação à sua consolidação ou adensamento, que é diretamente proporcional ao número de vazios existentes.

A redução do número de vazios e consequente consolidação de uma camada geram ainda um aumento da resistência ao cisalhamento, caracterizada pelo contato entre as partículas e responsável por impedir a ocorrência de deslizamentos. A análise das leituras obtidas com os instrumentos deve ser realizada considerando todos esses fatores de modo a verificar qual ou quais estão relacionados ao comportamento do maciço em questão. Com base nesse contexto e na análise das características da área de estudo, foram definidas algumas hipóteses cujas respostas espera-se obter através do plano de monitoramento proposto.

Uma das principais questões a ser respondida para a presente pesquisa diz respeito às variações de poro-pressões, sendo necessário ainda relacioná-las a outras condicionantes geotécnicas como, por exemplo, aos deslocamentos horizontais. Tais variações representam uma redução na resistência ao cisalhamento dos solos, podendo, entretanto, esta redução ser proveniente de infiltrações de água nas camadas superficiais, de elevações do nível do lençol freático, ou ainda, dos dois simultaneamente. A análise dessas condicionantes em conjunto com dados de precipitações promove maior confiabilidade dos resultados.

Tendo como base a complexidade do subsolo presente em encostas litorâneas, bem como as peculiaridades da encosta em estudo que foram apresentadas no Capítulo 3, a concepção e implantação dessa ferramenta de monitoramento assume particular importância para o entendimento das condicionantes geotécnicas que influenciam no comportamento do maciço em questão. Cabe salientar ainda, o interesse em avaliar uma solução ainda não utilizada para contenção de massas coluvionares e/ou tálus, sendo proposto para isso a determinação das tensões atuantes nos grampos, bem como a análise de deslocamentos da tela metálica.

## **4.2. Definição dos sensores**

### **4.2.1. Monitoramento geotécnico**

Propôs-se para o monitoramento de parâmetros geotécnicos da encosta a instalação dos seguintes sensores: um piezômetro Casagrande, seis piezômetros de corda vibrante, dois inclinômetros e oito tensiômetros.

Para o monitoramento de deslocamentos horizontais no talude, foram instalados 2 inclinômetros convencionais. A definição desse instrumento teve como premissa a utilização de um método que obtivesse leituras sub-superficiais, descartando-se assim os métodos que obtêm apenas deslocamentos horizontais superficiais. De maneira a garantir a ancoragem desses instrumentos, definiu-se como critério de paralisação das sondagens para sua instalação a perfuração em 3 m de rocha sã (recuperação acima de 95%).

Os inclinômetros em cadeia mostraram-se uma ótima opção principalmente pela possibilidade de automação das leituras, porém uma análise dos custos envolvidos na sua aquisição a tornou inviável. Entre os eletrônicos e os inclinômetros convencionais, optou-se pela utilização dos últimos devido à sua vasta utilização para monitoramento de deslocamentos, e aos custos efetivos para instalação.

Para a determinação das poro-pressões positivas, foram utilizados piezômetros elétricos de corda vibrante, tendo a escolha sido fundamentada em seu desempenho para medições em longo prazo, tempo de resposta rápido e possibilidade de automação, o que não é possível no sensor tipo Casagrande, por exemplo.

A utilização de piezômetros pneumáticos/hidráulicos representaria dificuldades em relação ao posicionamento da tubulação dos mesmos até a casa de leituras. Também se faria necessária uma estrutura de maior dimensão para acomodação dos painéis de leitura. Além disso, estes modelos não são compatíveis para automação de leituras em *dataloggers*, tornando sua utilização inviável.

Os piezômetros de fibra óptica foram descartados devido ao pequeno histórico de utilização desse modelo, estando sua utilização condicionada ainda ao uso de uma unidade leitora específica. Por apresentarem a necessidade de calibrações periódicas e gerarem as leituras em termos de tensão (V) – alto consumo de energia, optou-se ainda por não utilizar sensores de

resistência elétrica.

Ressalta-se ainda que a utilização dos sensores de corda vibrante foi baseada principalmente em suas aplicações e histórico de utilização no monitoramento geotécnico. Dentre os sensores disponíveis optou-se pelo modelo 4500S da Geokon (Figura 43).



**Figura 43 - Piezômetro de corda vibrante 4500S**

Fonte: GEOKON (2012)

Assim como todos os instrumentos de corda vibrante, estes sensores apresentam a leitura em forma de frequência, sendo o quadrado da frequência de vibração diretamente proporcional à pressão aplicada ao diafragma (membrana) (GEOKON, 2012).

Definiu-se pelo monitoramento das pressões de água em duas “ilhas”, sendo uma posicionada dentro da área de estabilização e outra à montante. Em cada uma dessas ilhas foram instalados três sensores em profundidades distintas. Esta configuração teve como objetivo principal a obtenção de leituras no centro da camada de solo, na interface entre a camada de solo e a rocha alterada, e no contato da rocha alterada com a rocha sã. Ressalta-se que estas profundidades foram estimadas com base nos furos de sondagem da encosta, próximos àqueles definidos para a instalação dos piezômetros.

As medidas de poro-pressões positivas foram obtidas ainda com a instalação de um piezômetro Casagrande, posicionado próximo ao PZE-01 na Ilha 01 de instrumentação. Este instrumento foi instalado a uma profundidade de 9,45 m de modo a registrar leituras na camada de rocha alterada, logo acima da camada de rocha sã. Conforme já descrito, trata-se de um instrumento com processo de instalação bastante simples e leituras manuais. Tal

escolha teve como objetivo a obtenção de um valor de poro-pressão na mesma camada que o PZE-01, funcionando assim como um valor comparativo às leituras obtidas com esse instrumento.

Para as camadas superficiais, propôs-se ainda o monitoramento das poro-pressões negativas com a utilização de 8 (oito) tensiômetros convencionais. Estes sensores apresentam uma faixa de leituras suficiente para determinação de sucção os solos em questão (coluvionares). A utilização dos psicrômetros foi descartada por necessitarem de ambiente com temperatura controlada.

A distribuição desses medidores teve como premissa a definição de três ilhas de instrumentos, sendo duas dentro da área de contenção e uma à montante da mesma (próxima a ilha 2 dos piezômetros de corda vibrante). Buscou-se, com esse arranjo, verificar o avanço de eventuais frentes de infiltração mediante comparação das leituras entre esses sensores. A Tabela 2 apresenta a distribuição e as profundidades de leituras definidas para cada tensiômetro nessas ilhas.

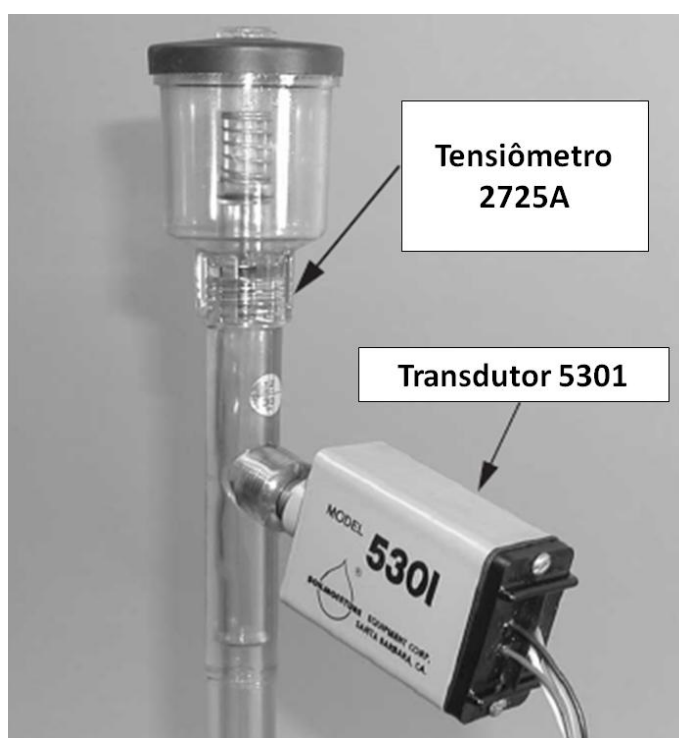
<b>Tabela 2 - Distribuição Tensiômetros</b>		
<b>Ilha</b>	<b>Instrumento</b>	<b>Comprimento</b>
1	TENS-01	1.00
	TENS-02	2.00
2	TENS-03	0.50
	TENS-04	2.55
	TENS-05	1.00
	TENS-06	2.00
3	TENS-07	1.00
	TENS-08	2.00

Foram utilizados tensiômetros modelo 2725A da Soil Moisture, cujo limite prático de leituras varia entre 80-85 kPa devido ao efeito de cavitação. O modelo escolhido está sujeito ainda a um fenômeno denominado “efeito manômetro” do tensiômetro. A coluna de água existente no interior do instrumento gera vácuo no medidor e, com isso, para cada pé (0,3048 m) de comprimento que o tensiômetro possua, há 3 kPa de vácuo criado pela coluna de água. Em um tensiômetro de 6 pés (1,8288 m), haverá 18 kPa de coluna d’água. Os equipamentos da Soilmoisture são projetados de modo que a agulha possa ser zerada novamente para contrapor



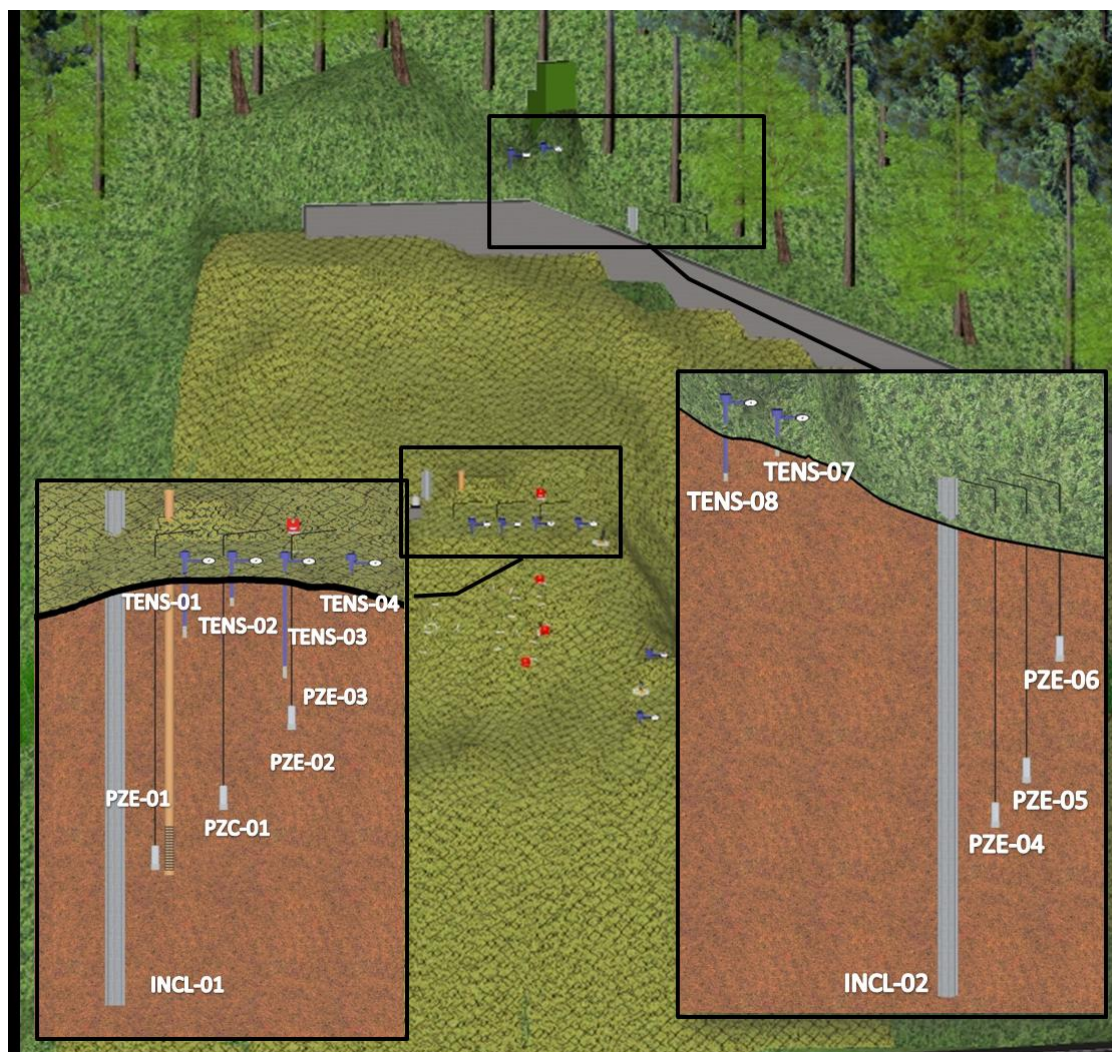
este efeito. Estes mesmos 18 kPa devem ser subtraídos do limite prático de uso, ou seja, um tensiômetro com comprimento de 6 pés só seria eficaz até cerca de 62-67 kPa (no ponto de medição) para que não ocorresse cavitação (SOILMOISTURE, 2011).

O modelo escolhido é composto pelos seguintes componentes: copo de cerâmica poroso, corpo de tubo plástico e um medidor de vácuo. A medição da pressão negativa (vácuo) foi automatizada por meio de um transdutor acoplado ao tensiômetro, conforme pode ser visto na Figura 44.



**Figura 44 - Tensiômetro 2725A e Transdutor 5301**  
Fonte: Soilmoisture (2011)

A Figura 45 apresenta uma seção com os instrumentos propostos para o monitoramento geotécnico. Nota-se que em cada região instrumentada as camadas superficiais são monitoradas pelos tensiômetros e aquelas mais profundas pelos piezômetros. Esses valores poderão ainda ser confrontados com medidas de deslocamentos horizontais através dos inclinômetros.



**Figura 45 - Instrumentação geotécnica proposta – Seção representativa das ilhas instrumentadas**

#### **4.2.2. Precipitações**

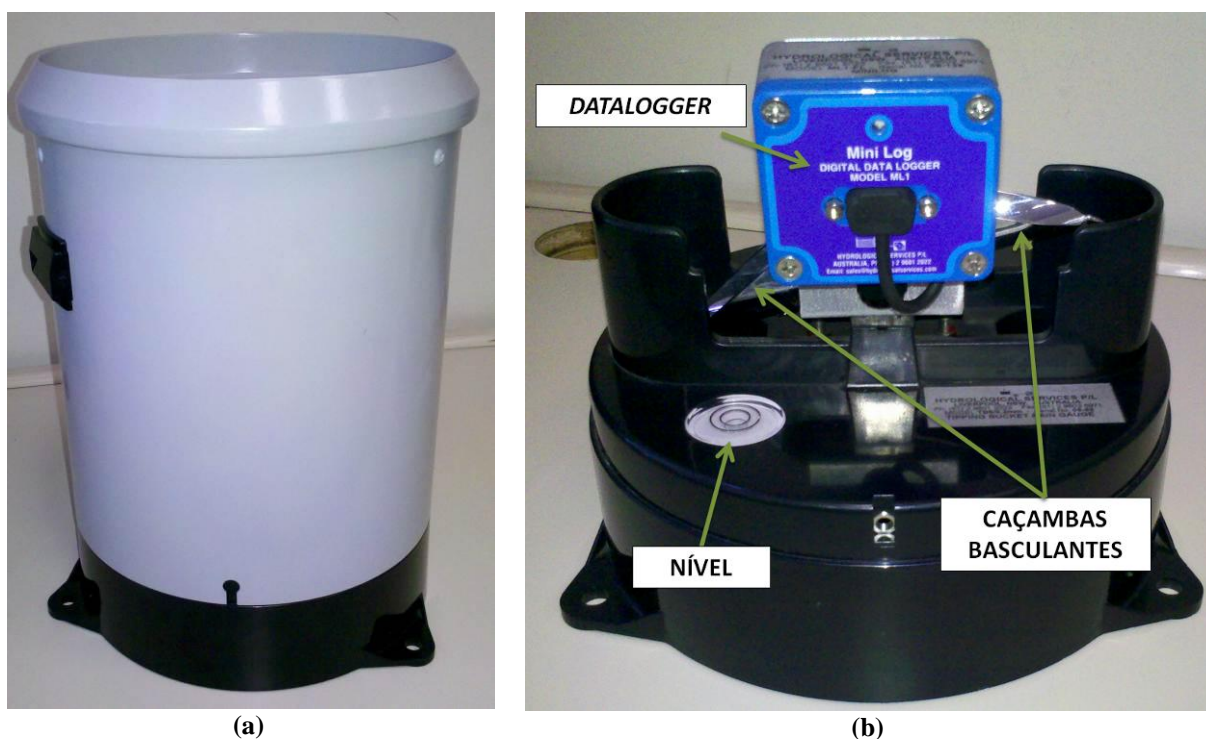
Para o monitoramento das precipitações pluviométricas, previu-se inicialmente a utilização de um sistema com leituras automatizadas que representassem as precipitações de maneira mais detalhada possível, tendo como premissa a importância que esses dados representam em relação ao plano de monitoramento como um todo. Com isso, descartou-se a utilização dos pluviômetros.

Tal definição baseia-se principalmente no fato dos pluviógrafos registrarem leituras ao longo do tempo, ou seja, os dados obtidos fornecem não apenas o volume precipitado em milímetros



por dia ou por chuva, mas sim a intensidade com que determinada precipitação aconteceu (HYDROLOGICAL SERVICES, 2011).

A escolha do modelo de pluviógrafo baseou-se em experiências anteriores bem sucedidas com esses modelos (e.g. CERQUEIRA (2006), COSTA *et al.* (2008) e KUCHLER (2010)), onde optou-se por utilizar o sensor com caçambas basculantes. Definiu-se ainda pelo modelo TB4/0.2 da Hydrological Services (Figura 46), cujas leituras são obtidas por um *datalogger* modelo ML1-FL. Tal sistema possui intensidade máxima de leitura de 700 mm/h e resolução de 0,2 mm, sendo capaz de registrar em sua memória data e hora da ocorrência de chuvas, com uma capacidade de armazenamento de até 100 mil eventos com uma resolução de 1 segundo (HYDROLOGICAL SERVICES, 2011).



**Figura 46 - Pluviógrafo TB4/0,2mm (a) Equipamento montado (b) Parte interna: detalhe para *datalogger* modelo ML1-FL**

O pluviógrafo escolhido tem seu funcionamento baseado em um sistema de tombamento. Nele, uma caçamba metálica de  $200 \pm 0,3$  mm de diâmetro acumula as precipitações e, quando sua capacidade é atingida (0,25 mm) ocorre um tombamento. Nesse momento, o sistema coletor de dados registra a data e hora desta ocorrência. Entre a caçamba e o sistema

de medição existe ainda uma tela metálica com o objetivo de reter a passagem de objetos que poderiam obstruir o sistema (folhas, galhos). O coletor de dados possui uma capacidade de leitura para chuvas com intensidades entre 0 e 500 mm/h (inferior ao *datalogger*), faixa de temperaturas de -20 a +70 °C, além de precisão de  $\pm 2\%$  para intensidades entre 25 e 300 mm/h e  $\pm 3\%$  para intensidades entre 300 a 500 mm/h (HYDROLOGICAL SERVICES, 2011).

#### 4.2.3. Sistema de contenção

A definição dos sensores para o monitoramento do sistema de contenção partiu da premissa da escolha de sensores com o mesmo princípio de funcionamento, sendo para tanto analisados os sistemas mecânicos, hidráulicos, pneumáticos e elétricos.

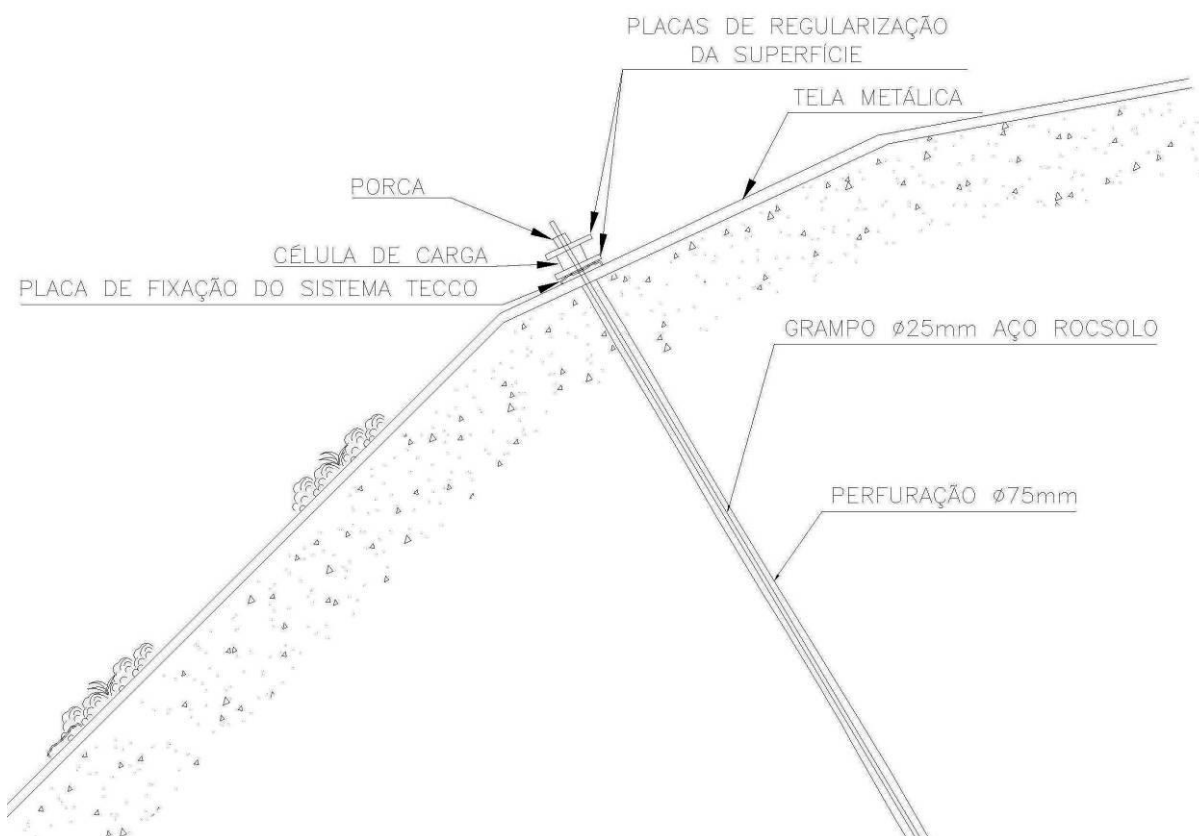
A análise desses sistemas convergiu para a utilização de transdutores de corda vibrante, que representam boa estabilidade a longo prazo, resistência aos efeitos da água, bem como frequência de saída adequada para a transmissão dos dados mesmo com cabos de grande extensão. Dentre os sistemas disponíveis, os instrumentos de resistência elétrica são os que mais se assemelham aos de corda vibrante. Sua utilização foi descartada por apresentarem um consumo de energia muito maior em relação aos de corda vibrante, além da facilidade na configuração do *datalogger* quando da utilização de sensores com o mesmo princípio de funcionamento.

Tendo sido definida a utilização de sensores de corda vibrante, partiu-se para a escolha dos sensores a serem instalados. Optou-se pela utilização de células de carga, *strain gages*, e *crackmeters*. Para a instrumentação dos grampos foram utilizadas 4 (quatro) células de carga modelo 4900 da Geokon (Figura 47), posicionadas dentro da solução de estabilização. Estes sensores foram instalados seguindo um alinhamento vertical definido com o propósito de se verificar a distribuição das tensões ao longo desse sistema, em diferentes cotas de instalação. O sensor escolhido consiste em um cilindro de aço de alta resistência, com 3 sensores de corda vibrante que medem tensões de compressão. A leitura final é obtida como sendo a média desses três sensores em conjunto com um fator de calibração que é fornecido com cada célula de carga, sendo possível então calcular as cargas aplicadas (GEOKON, 2012).



**Figura 47 - Célula de carga 4900**

Estes instrumentos foram instalados com o objetivo de fornecer um meio permanente de monitoramento da carga durante a vida útil dos grampos. Para tal, as células de carga foram posicionadas de maneira que a carga de tração dos grampos as comprimisse, estando na presente pesquisa instaladas entre a cabeça do grampo (porca) e a tela de proteção (Figura 48). De maneira a garantir seu contato com as placas de fixação do sistema de estabilização, foram colocadas ainda placas de regularização de superfície acima e abaixo do sensor.

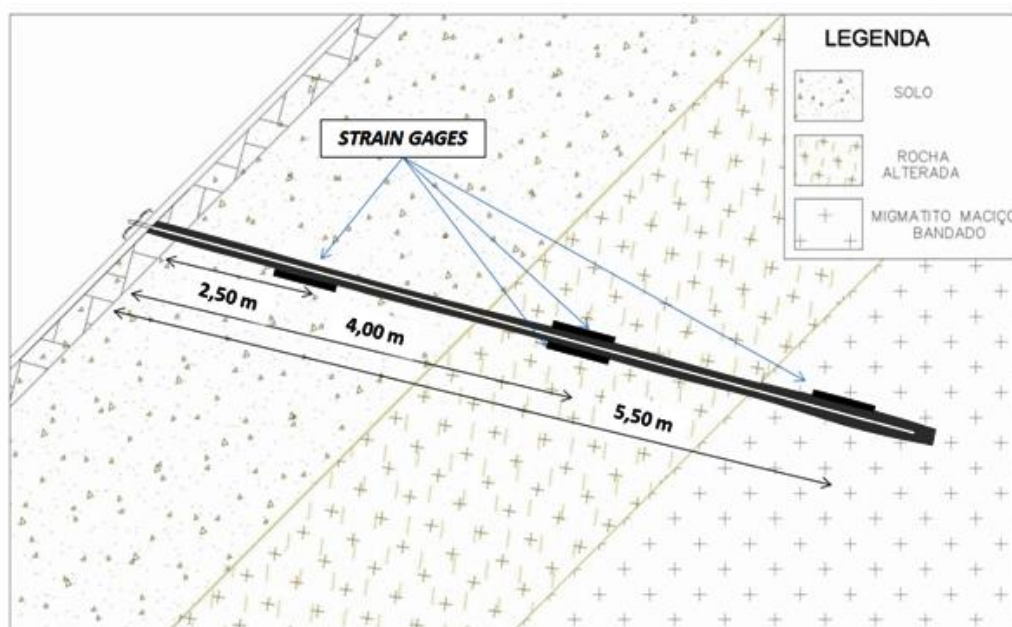


**Figura 48 - Posicionamento célula de carga**

O monitoramento das tensões nos grampos compreendeu ainda a instalação de *strain gages*, tendo sido definida a utilização de sensores modelo VK-4150 da Geokon. As barras a serem instrumentadas foram selecionadas de maneira a se obter dados nas extremidades da região da tela instrumentada, conforme pode ser observado na Figura 40, onde o plano de instrumentação é apresentado em planta.

No total, instrumentados quatro grampos, onde cada uma dessas barras recebeu quatro extensômetros, tendo-se selecionado três pontos para a fixação nos chumbadores (Figura 49). A distribuição desses extensômetros ao longo das barras foi baseada nas informações das sondagens realizadas próximas ao local de instalação, tendo como objetivo obter leituras da seguinte maneira: um sensor na porção central da camada de solo, dois sensores diametralmente opostos na camada de rocha alterada e um sensor na parte do grampo que ficará embutido em rocha sã. Para tal, estes sensores foram posicionados nas seguintes

profundidades em relação ao topo das barras: um sensor a 5,50 m, dois (diametralmente opostos) a 4,0 m e um a 3,50 m. Com isso, pretende-se avaliar a distribuição dos esforços axiais ao longo das barras através das leituras dos *strain gages* das extremidades, bem como avaliar e quantificar os carregamentos atuantes com os sensores intermediários.



**Figura 49 - Croqui esquemático com a disposição dos *strain gages***

O monitoramento do comportamento da tela metálica do sistema de contenção foi definido com a instalação de *crackmeters* (Figura 50 e Figura 51). Tais instrumentos detectam movimentos através de articulações e têm o objetivo de medir deslocamentos na malha de aço. Definiu-se a utilização de sensores modelo 4420 (Geokon) com 100 mm (4") de medição (GEOKON, 2012).



**Figura 50 - Crackmeter 4420**



**Figura 51 - Detalhe da fixação dos sensores**

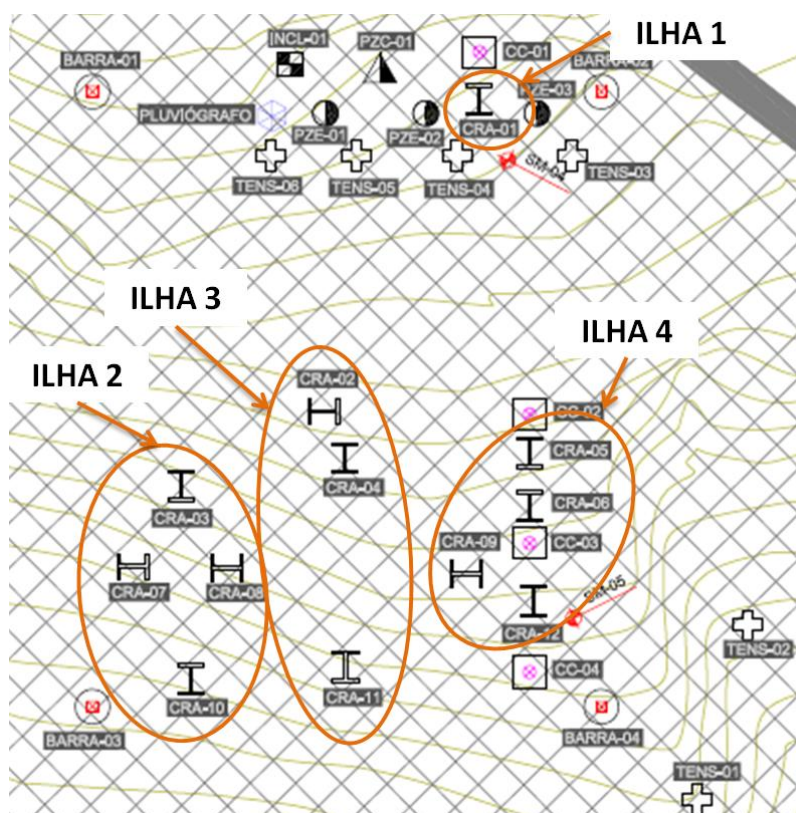
Ressalta-se que estes instrumentos são bastante utilizados na determinação de movimentos através de articulações, como por exemplo em juntas de construção de edifícios, pontes, gasodutos e barragens. Devido à sua precisão, flexibilidade de instalação bem como adaptação à superfície de fixação, optou-se por utilizá-los para a determinação dos movimentos da tela metálica, sendo essa uma solução não convencional na instrumentação em taludes.

As leituras são obtidas da seguinte maneira: conforme sua haste é puxada para fora do corpo medidor, uma mola é alongada causando um aumento na tensão, detectado pelo elemento de fio de vibração. A tensão no fio é diretamente proporcional à extensão, onde a abertura da articulação pode ser determinada com muita precisão, medindo a variação de tensão através da caixa de leitura do fio vibratório.

Foram utilizados 12 sensores, programados inicialmente para serem instalados em pares e em posições ortogonais, de maneira a registrar eventuais movimentações na tela metálica. No período de instalação dos mesmos, entretanto, essa programação inicial foi alterada, optando-se por posicioná-los onde a tela, já instalada, estava sendo mais solicitada, objetivando-se dessa forma obter dados mais significativos para avaliação do desempenho do sistema. A disposição final dos *crackmeters* pode ser observada na Figura 52. O arranjo escolhido teve como premissa analisar os resultados de maneira agrupada, reunindo os sensores em ilhas. O CRA-01 foi instalado em uma posição distante dos demais, ficando assim definida a Ilha 1. A Ilha 2 compõe-se dos sensores CRA-03, CRA-07, CRA-08 e CRA-10, estando estes sensores



posicionados de maneira a formarem um losango em planta. A Ilha 3 agrupou o CRA-02, CRA-04 e CRA-11, representando sensores instalados em uma única vertical, assim como a Ilha 4, formada pelo CRA-03, CRA-05, CRA-06 e CRA-09.



**Figura 52 - Esquema representativo das ilhas de *crackmeters***

Cabe salientar ainda que durante o posicionamento da tela metálica alguns recortes se fizeram necessários tanto nos locais onde foram instalados os instrumentos (tensiômetros, por exemplo) como em locais onde existiam troncos de árvores. Esta operação é prevista nos procedimentos de implantação dessa solução e não interfere no desempenho do sistema (GEOBRUGG, 2011). Além disso, o posicionamento final dos *crackmeters* foi definido de forma que essas aberturas realizadas na tela metálica não influenciassem (ou tivessem esse efeito minimizado) as leituras desses sensores.

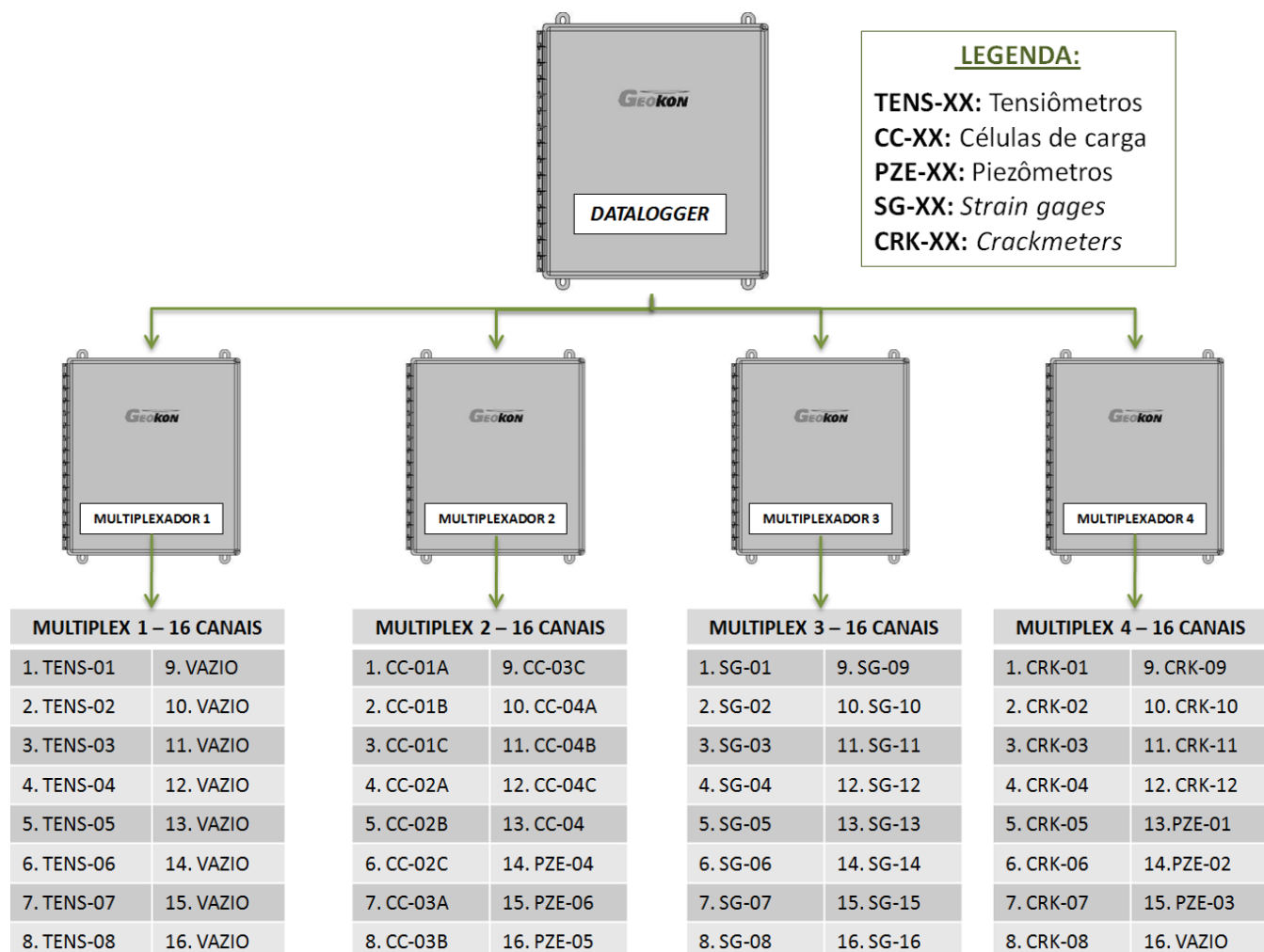
#### 4.2.4. Sistema de aquisição de dados

Tendo definido os modelos e quantidade de sensores a serem utilizados, partiu-se para a escolha do método de aquisição de dados desses instrumentos. De modo a garantir uma frequência de leituras representativa optou-se por fazê-las de maneira automatizada.

Na presente pesquisa definiu-se pela aquisição automática dos dados através de um *datalogger*, não sendo utilizada, porém, a transmissão automática dos mesmos, em função de limitações orçamentárias da pesquisa. O modelo escolhido foi o MICRO-1000 (Geokon), sendo responsável pela coleta e armazenamento das leituras de todos os instrumentos, com exceção do piezômetro de Casagrande, dos inclinômetros (que possuem leituras manuais) e do pluviógrafo (que possui aquisição de dados integrada). Para que todos os sensores fossem lidos foi necessário ainda utilizar 4 multiplexadores 16x4 modelo 8032-16-1S (Geokon), que são instrumentos capazes de expandir o número de canais de leitura.

Ressalta-se que cada multiplexador possui 16 canais, sendo que um deles foi utilizado exclusivamente para os tensiômetros, devido ao tipo de saída que esses instrumentos apresentam (saída em corrente elétrica e não em frequência como os demais instrumentos de corda vibrante). Com isso, o canal 1 do *datalogger* foi especialmente configurado para receber o sinal desses instrumentos. Os demais sensores foram distribuídos nos outros três multiplexadores instalados. A configuração completa de cada multiplexador pode ser observada na Figura 53.





**Figura 53 - Configuração dos multiplexadores**

#### 4.2.5. Sistema de aterramento

De maneira a proteger os instrumentos, multiplexadores e o *datalogger* contra descargas elétricas propôs-se ainda um sistema de aterramento, conforme pode ser observado na Figura 54. Para tal, o cabo de cada instrumento foi conectado a um protetor de surto para então ser direcionado ao seu multiplexador e por fim ao *datalogger*. Cada protetor de surto possui ainda um cabo que o conecta com uma haste de aterramento.

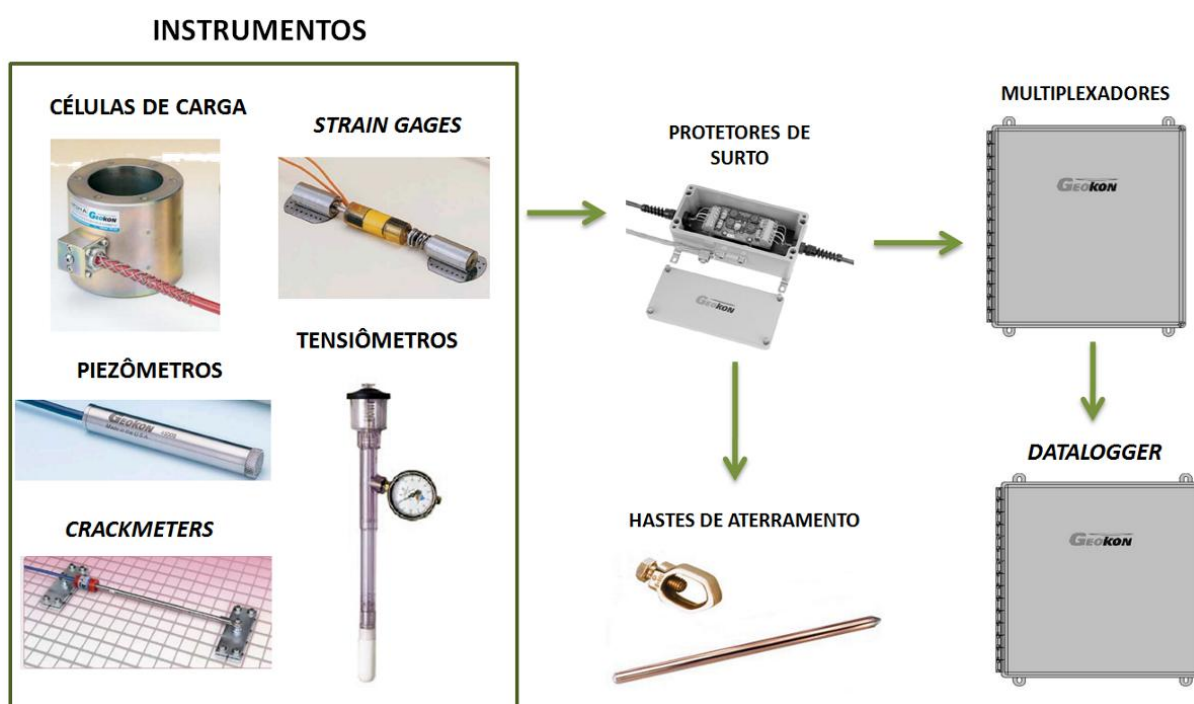


Figura 54 - Conexão dos instrumentos ao sistema de aquisição de dados

Tal medida tem como objetivo controlar a tensão desses instrumentos dentro de limites previsíveis, através da conexão dos mesmos (um condutor fase ou o neutro) à terra. Para tal, limita-se o esforço da tensão na isolação dos condutores, reduzindo-se as interferências eletromagnéticas, bem como riscos de eventuais choques para as pessoas que poderiam entrar em contato com os condutores desencapados. A eficiência do sistemas de aterramento depende fundamentalmente do método de distribuição nas estruturas, do sistema de eletrodos usado, da resistividade do solo e da eficiência em todas as conexões existentes na malha (SOUZA JUNIOR, 2007).

O aterramento proposto compreendeu a utilização de 42 protetores de surto modelo 4999-12L/LE - LAB III (Geokon) (Figura 55). Para as células de carga, utilizou-se um modelo com o mesmo princípio de funcionamento, sendo modificados para receberem 3 medidores e um sensor de temperatura (Figura 56).



**Figura 55 - Protetores de surto modelo 4999-12L/LE (LAB 3)**  
FONTE: GEOKON (2012)



**Figura 56 - Protetor de surto LAB III modificado para as células de carga**

Conforme descrito anteriormente, a eficácia desses equipamentos depende ainda de um sistema de aterramento adequado, sendo necessário garantir que a resistência elétrica que chega ao solo seja de no máximo 20 ohms. Para tanto, propôs-se a utilização de um cabo flexível de 100 mm conectando os protetores de surto às hastes de aterramento. Propôs-se a utilização de hastes de aço-cobre modelo NTC 917040 (Figura 107), que possuem as seguintes dimensões (COPEL, 2011):

- Diâmetro Nominal (D):  $\frac{1}{2}$ ”(12,8 mm);
- Comprimento (L): 2400 mm;
- Chanfrado da Ponteira (H): 8 a 10 mm;
- Diâmetro da ponta (E): 3 mm;
- Espessura do revestimento de cobre mínimo: 0,25 mm;

## 5. IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO

Tendo como base o plano de instrumentação concebido no Capítulo 4, procedeu-se à importação dos sensores. Após o recebimento dos mesmos, alguns sensores foram submetidos à procedimentos de calibração e/ou preparação em laboratório, conforme será descrito nos itens subsequentes.

Inicialmente, foram instalados os instrumentos que necessitavam de perfuração em solo/rocha: piezômetros (de tubo aberto e corda vibrante), inclinômetros e tensiômetros. Logo após essa fase, uma nova etapa de campo foi realizada para a instalação das quatro barras instrumentadas com *strain gages*. Por fim, foram instaladas as células de carga, *crackmeters* e pluviógrafo, bem como sistema de aquisição de dados e casa de leituras. Nos parágrafos seguintes serão detalhados os procedimentos realizados para a instalação de cada sensor, bem como do conjunto de instrumentação. A Tabela 3 apresenta um resumo com as principais características de todos os instrumentos que foram instalados.

Cabe salientar ainda o apoio recebido da Fugro *In situ* Geotecnia durante essa etapa do trabalho, responsável pelas perfurações e instalação dos piezômetros e inclinômetros, fornecendo ainda suporte durante a instalação dos demais instrumentos.

**Tabela 3 - Resumo com as principais características dos instrumentos instalados**

INSTRUMENTO	Fabricante	Modelo	Ptos de Instalação	Total de Sensores	Prof. Leituras	Propriedade Medida	Capacidade	Frequência de Leituras	Precisão	Resolução
Piezômetro Corda Vibrante	Geokon	4500S	2	6	3,90m/6,40m/8,65m 3,70m/7,50m/8,60m	Poropressões	350 kPa	-	0,35 kPa (0,1% FS)	0,0875 kPa (0,025% FS)
Piezômetro Casagrande	-	Casagrande	1	1	9,35m	Poropressões	-	-	-	-
Inclinômetro	-	Convencional	2	2	12,38 m / 12,75 m	Deslocamentos Horizontais	-	-	-	-
Tensiômetro	Soil Moisture	2725A 5301 Transducer	3	8	1 unid - 0,50m 3 unid - 1,00m 3 unid - 2,00m 1 unid - 3,00m	Sucção	0 - 100 kPa 80 - 85 kPa (Limite Prático)	0-20 mA	-	-
Crackmeter	Geokon	4420	6	12	-	Deslocamentos	100 mm / 4"	1200-2800 Hz		0,025 mm (0,025% FSR)
Strain Gages	Geokon	4150	4	16	3,50m / 4,00m / 5,50m	Deformações	2500 µε	1400-3500 Hz	2 mm (2%FS)	-
Células de Carga	Geokon	4900	4	4	-	Tensões	100 kip (50 tf)	1400-3500Hz	0,5 tf (1%FSR)	0,01 tf (0,02%)
Pluviógrafo	Hydrological Services	TB4/0.2	1	1	-	Precipitações	100.000 eventos	-	-	1 segundo

### 5.1. Inclínômetros

Durante a primeira fase de implantação do sistema de monitoramento foram instalados dois inclinômetros, posicionados nos mesmos furos onde haviam sido realizadas novas sondagens mistas para caracterização do terreno (SM-06 e SM-07), cujas profundidades finais foram definidas tal que fosse atingida uma perfuração de pelo menos 3 m em rocha sã (recuperação acima de 95%). Contudo, o INCL-01 foi instalado em um furo de 12,38 m (SM-06) ficando ainda uma espera de 0,62 m acima do nível do terreno (Figura 61), resultando em um comprimento de tubo total de 13,00 m. O INCL-02 foi instalado com um comprimento total de 13,00 m, sendo 12,75 m embutidos e uma espera de 0,25 m (comprimento de tubo instalado acima do nível do terreno). Ressalta-se que o comprimento final dos tubos foi definido como múltiplo de 0,50 m, pois esse é o intervalo de leitura dos equipamentos convencionais. O croqui de instalação do INCL-01 e do INCL-02 podem ser visualizados no Anexo 1 e Anexo 2, respectivamente.

Conforme descrito no Capítulo 4, a análise do perfil encontrado nessas sondagens subsidiou a definição do posicionamento dos piezômetros, sendo portanto apresentado nos parágrafos seguintes uma breve descrição do material encontrado.

Inicialmente, tem-se o perfil de sondagem obtido durante as perfurações para a instalação do INCL-01, identificada como SM-06 e cuja a profundidade final foi de 12,38m (Figura 57). O perfil encontrado nessa perfuração consiste em uma camada de colúvio arenoso até os 2,53 m (identificada através de amostras da sondagem SPT), seguida de alteração de rocha até os 5,00 m de profundidade. Dos 5,00 aos 6,10 m foi encontrada uma camada composta por areia média siltosa com mica e pedregulhos. Tem-se então, rocha alterada até os 9,38 m, onde teve início rocha sã, caracterizada como migmatito.

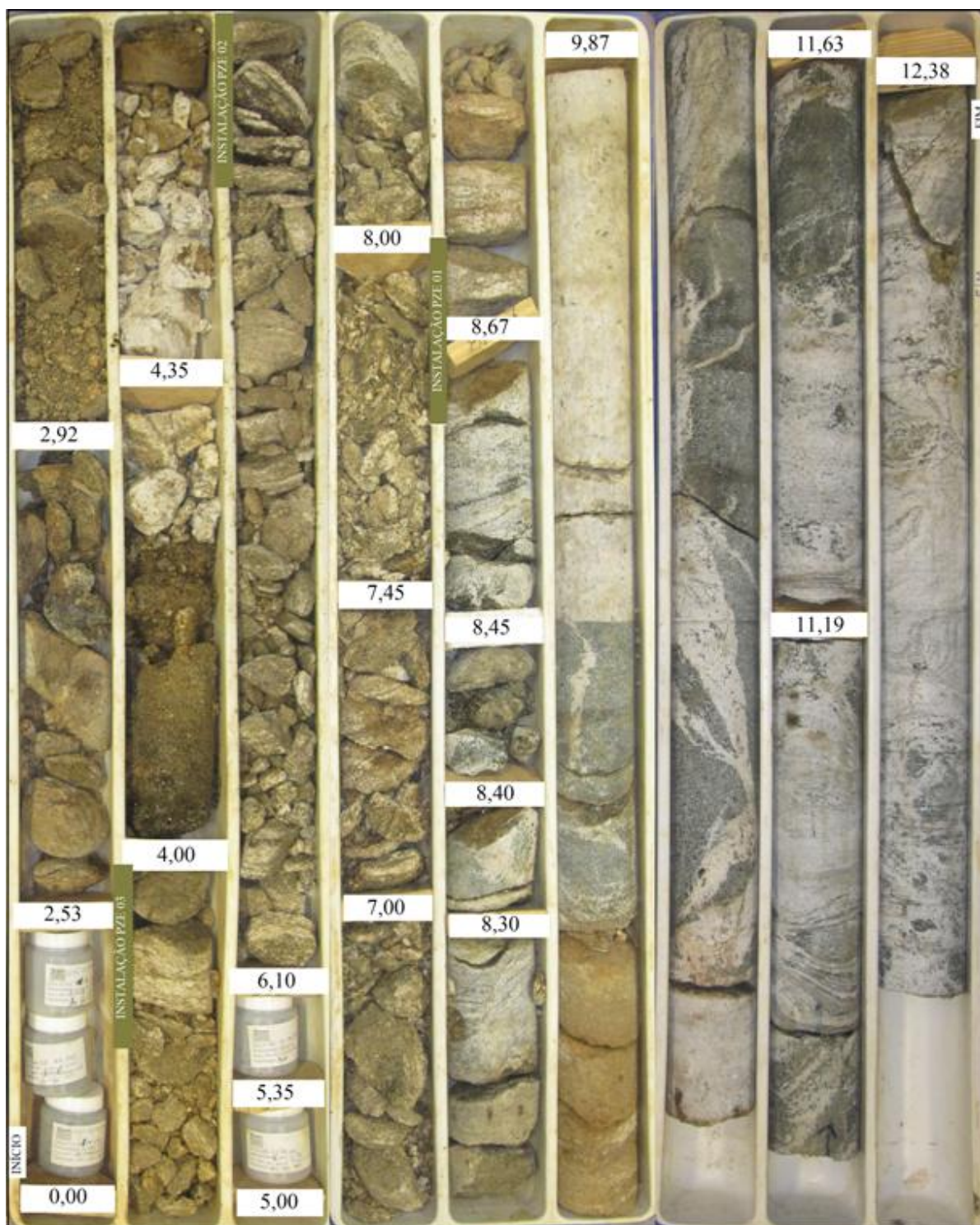
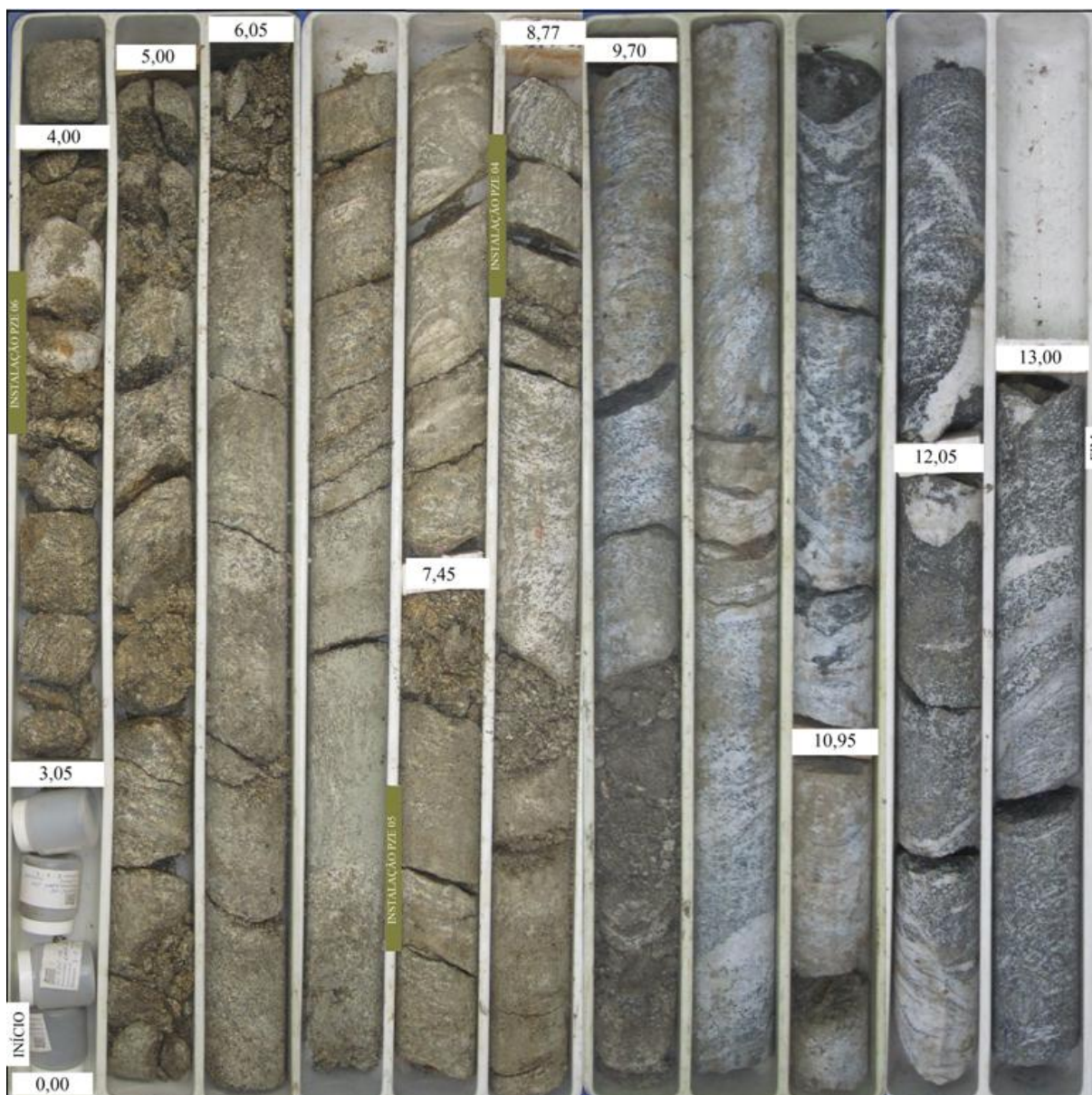


Figura 57 - Acondicionamento e organização dos testemunhos obtidos na perfuração do INCL-01 (SM-07)



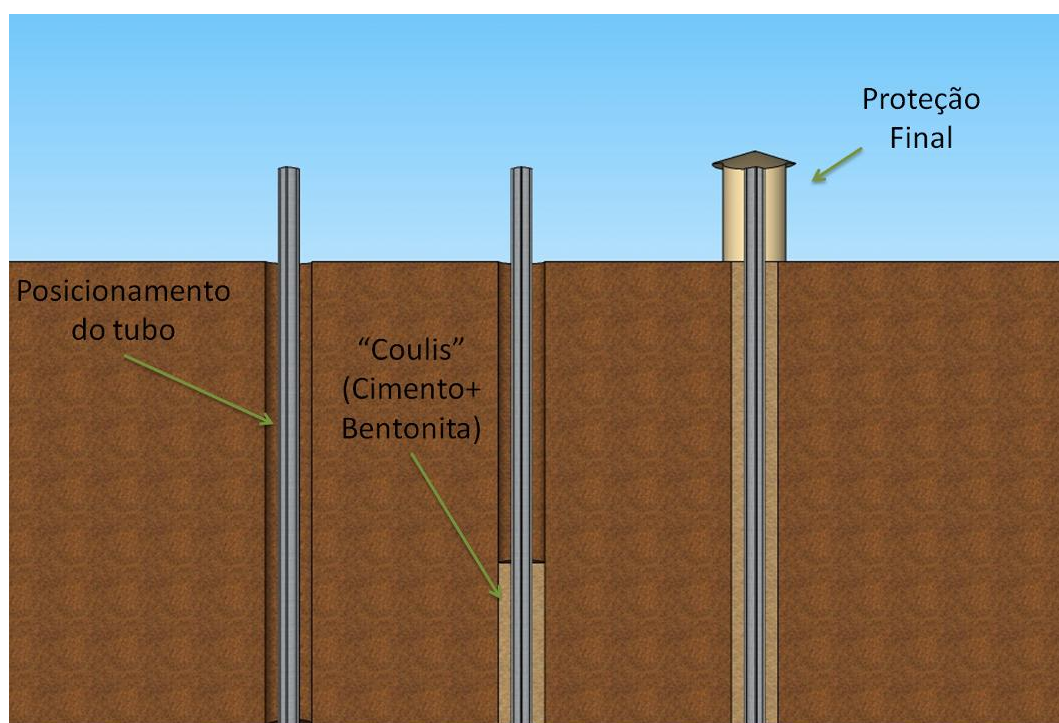
A análise do material na sondagem do INCL-02 (SM-07) permite caracterizar uma camada de colúvio arenoso até os 3,05 m, seguida de alteração de rocha até os 4,0 m. Na sequência, tem-se uma rocha muito alterada até os 6,05 m e rocha alterada até os 9,70 m de profundidade, onde se identificou o topo da rocha sã.



**Figura 58 - Testemunhos obtidos na perfuração do INLC-02 (SM-07)**



A sequência de instalação do inclinômetro é ilustrada na Figura 59. O tubo de acesso foi instalado em um furo com diâmetro de 100 mm, com profundidade de 12,38 m para o INCL-01 e 12,75m para o INCL-02, conforme descrito no parágrafo precedente. Utilizou-se um tubo em alumínio com diâmetro de 80 mm e quatro ranhuras diametralmente opostas, que servem para guiar o instrumento durante as leituras (Figuras 60 e 61). O tubo foi introduzido no furo, mantendo-se o alinhamento das ranhuras conforme os eixos principais de deslocamentos da obra, ou seja, um plano perpendicular e outro paralelo à rodovia. Após a instalação completa do tubo, o espaço entre o tubo e as paredes do furo foi preenchido com calda de cimento-bentonita (1:10) de maneira ascendente através de mangueira de injeção. Por fim, instalou-se uma caixa de proteção.



**Figura 59 - Sequência de instalação de um inclinômetro**

Conforme pode ser observado na Figura 62, após a instalação dos instrumentos, além de protegê-los com um tubo fechado com cadeado, executou-se ainda uma base de concreto, visando evitar eventuais danos causados por operações de obra e vandalismo.



**Figura 61 - Inclínômetro após instalação**



**Figura 60 - Tubos dos inclinômetros antes da instalação**



**Figura 62 - Detalhe da proteção do inclinômetro após instalação**

## **5.2. Piezômetro Casagrande**

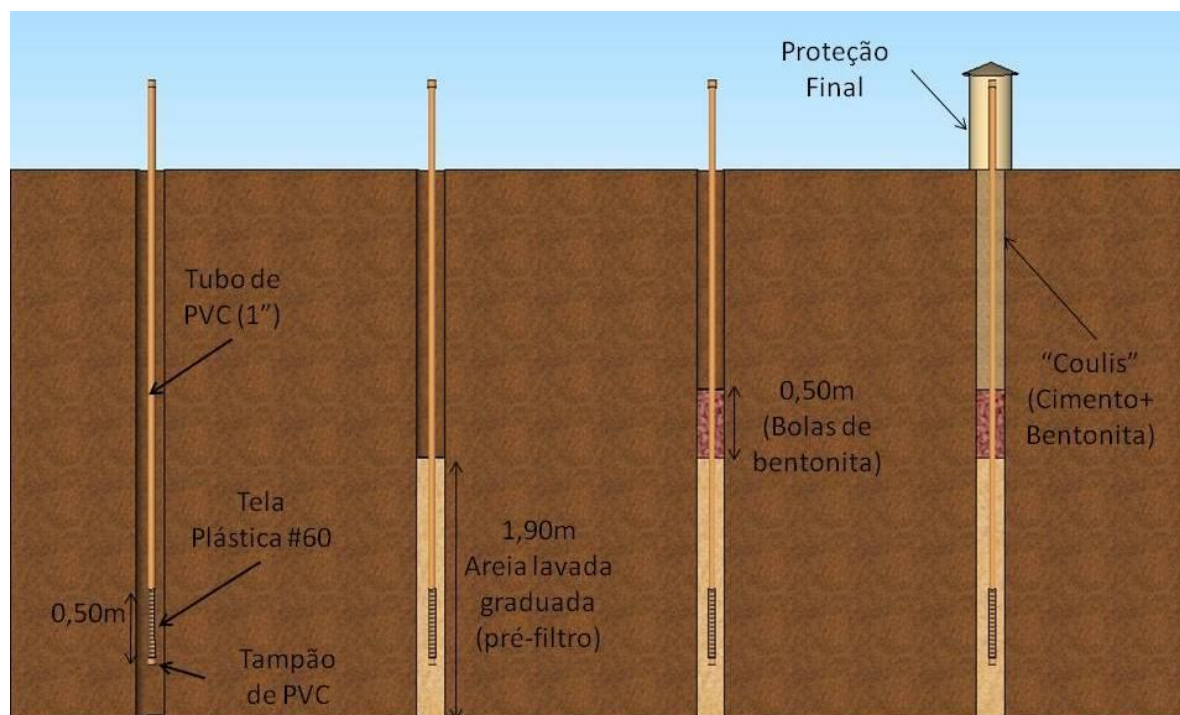
Conforme previsto no plano de instrumentação, instalou-se ainda um piezômetro do tipo Casagrande (Figura 63) no sítio de estudo. Este instrumento foi instalado de modo que o trecho permeável ficasse posicionado na rocha alterada, logo acima do topo da rocha sã. Tal condição resultou em um comprimento de 9,35 m. Um croqui de instalação é apresentado no Anexo 3.



**Figura 63 - Piezômetro Casagrande instalado (PZC-01)**

A Figura 64 detalha as fases de instalação do piezômetro Casagrande. Inicialmente, um furo de sondagem com diâmetro interno de 4”(100 mm) foi realizado, tendo como critério de paralisação o topo rochoso. Esta sondagem resultou em um furo de 9,85 m, sendo que a rocha sã foi identificada a partir de 9,36 m. Após a execução do furo e ainda com o revestimento instalado, posicionou-se um tubo vertical de PVC (diâmetro interno nominal de  $\frac{3}{4}$ ”), composto por ponta porosa de 0.50 m (fase 1).

Em seguida, adicionou-se um bulbo de areia (grossa e lavada) com uma altura de 1,90 m e retirou-se o revestimento de sondagem (fase 2). Fez-se então um selo com bentonita com 0,50 m de espessura (fase 3). Por fim, o tubo foi preenchido até a superfície com uma calda de bentonita e cimento (“coulis”) (fase 4). O piezômetro foi ainda finalizado com uma caixa de proteção (fase 5), conforme representado na Figura 63.



**Figura 64 - Piezômetro Casagrande – Fases de instalação**

### 5.3. Piezômetros de corda vibrante

Conforme já mencionado no item 4.2.1, foram instalados ainda seis piezômetros de corda vibrante (PZE-01 a PZE-06). A instalação desses sensores foi definida de maneira que os mesmos ficassem distribuídos em duas “ilhas”, obtendo-se assim leituras de poro-pressão dentro e fora da região de contenção.

Previamente à instalação, um procedimento de saturação se fez necessário para evitar a presença de bolhas de ar dentro do instrumento. Este procedimento consistiu inicialmente em retirar a ponta porosa e submetê-la à fervura (Figura 65). Em seguida a mesma foi transferida para um recipiente maior sem que o contato com a água fosse perdido (Figura 66), para que então fosse reposicionada no corpo do piezômetro (Figura 67). O sensor foi então armazenado em uma garrafa pet selada com uma altura de água de 18 cm (Figura 68 e Figura 69). Com isso, fez-se a leitura zero de cada instrumento, com a ponta posicionada no fundo da garrafa.





**Figura 65 - Procedimento de saturação - fervura da pedra porosa**



**Figura 66 - Transferência para um recipiente maior para recolocar a ponta porosa sem perda de saturação**



**Figura 67 - Reposicionamento da ponta porosa no corpo do piezômetro**

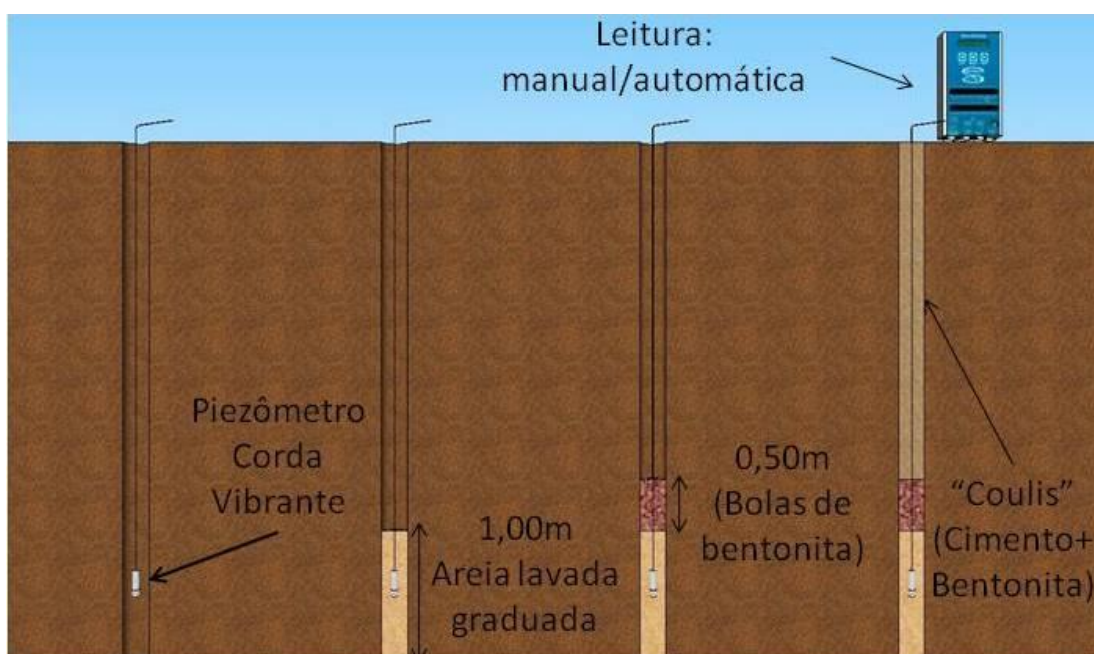


**Figura 68 - Armazenamento do piezômetro já saturado**



**Figura 69 - Piezômetro saturado selado**

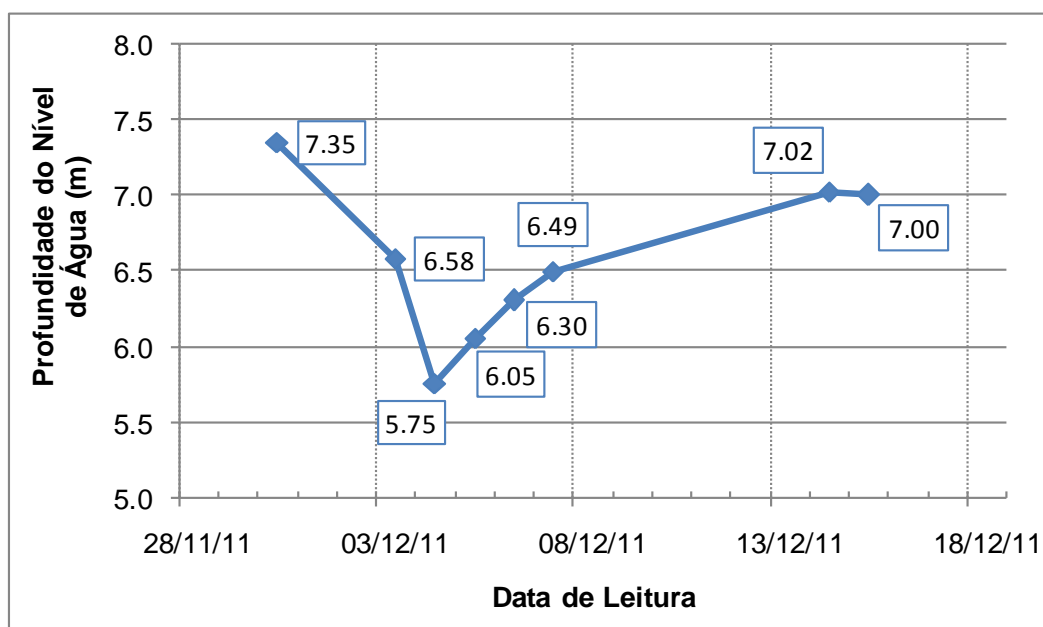
A Figura 70 detalha as fases de instalação dos piezômetros de corda vibrante, sendo essas semelhantes às do piezômetro Casagrande, onde inicialmente foi necessário realizar um furo de sondagem. Em seguida, posicionou-se o piezômetro na profundidade de leitura de interesse (fase 1). Adicionou-se um bulbo de areia (grossa e lavada) com uma altura de 1,00 m para então retirar o revestimento de sondagem (fase 2). Na sequência, um selo com bentonita com 0,50 m de espessura foi realizado (fase 3), visando impermeabilizar a região das leituras. Por fim, o tubo foi preenchido até a superfície com uma calda de bentonita e cimento (“coulis”) (fase 4). O cabo foi conectado inicialmente a uma unidade leitora móvel para determinação de leituras preliminares. Após isso, todos os cabos foram conectados a multiplexadores, sendo estes por fim conectados ao *datalogger*, finalizando assim a automação das leituras, que será detalhada no item 5.9 (fase 5).



**Figura 70 - Piezômetro de corda vibrante – Fases de instalação**

Os piezômetros PZE-01, PZE-02 e PZE-03 foram instalados em 8,65 m, 6,40 m e 3,90 m respectivamente, profundidades essas definidas de acordo com as informações obtidas na sondagem do INCL-01. Pretende-se, com esse arranjo, obter leituras na camada de solo, de rocha alterada e no contato da rocha alterada com a rocha sã, respectivamente.

Durante o período de instalação desses sensores (novembro e dezembro de 2011) foi possível ainda monitorar a variação do nível d'água através de um INA – Indicador de Nível de Água, instalado no furo do SM-04, sendo os resultados apresentados na Figura 71.



**Figura 71 - Variação do nível d'água medida no furo do SM-04**

Com base nesses dados de nível de água, e sabendo que as profundidades de instalação dos piezômetros foram definidas de acordo com o material encontrado nas sondagens, constatou-se a possibilidade do PZE-02 e PZE-03 estarem posicionados acima do nível do lençol freático. Com isso, optou-se por instalar esses dois sensores de maneira invertida, conforme pode ser observado na Figura 72. Tal alternativa levou em consideração que, se um piezômetro estiver instalado acima do lençol freático e ocorrer uma ascensão do mesmo, o tempo de saturação seria inferior caso o mesmo estivesse instalado dessa maneira. Isso porque, na instalação tradicional, um determinado volume de ar poderia ficar aprisionado entre a lâmina d'água e a ponta porosa durante essa elevação do NA.





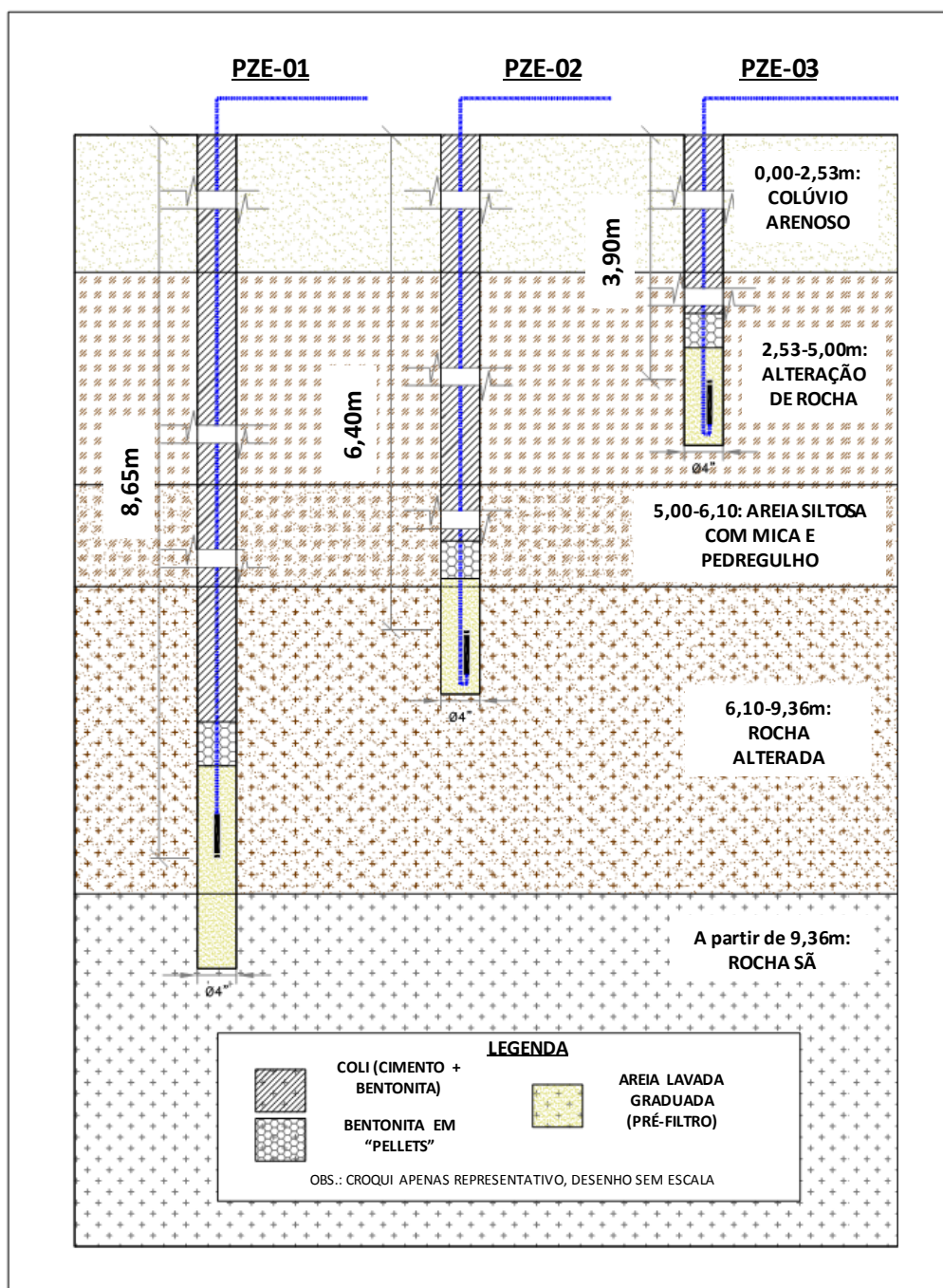
**Figura 72 - Piezômetro invertido**

Conforme já descrito, a profundidade do PZE-01 foi definida de modo que o mesmo se posicionasse na camada de rocha alterada, logo acima do topo de rocha sã. De acordo com a sondagem de referência, tal profundidade estaria em torno de 8,65 m. Durante a perfuração, o furo atingiu uma profundidade de 9,60 m, tendo a última manobra do equipamento perfurado 95 cm com 100% de recuperação em rocha sã. Com isso, esses 95 cm foram preenchidos com areia para então se posicionar o piezômetro na profundidade estabelecida. Deve-se ressaltar que, durante a execução do furo, houve perda d'água entre 4,50 e 6,00 m. O croqui de instalação do instrumento pode ser observado no Anexo 4.

No caso do PZE-02, buscou-se posicionar o instrumento na camada de rocha alterada. Destaca-se que na execução desse furo observou-se perda d'água entre as profundidades de 2,95 e 3,70 m, de modo que o mesmo foi posicionado fora desse trecho. Com base na sondagem do INCL-01, definiu-se 6,40 m para a profundidade de instalação do instrumento (vide croqui no Anexo 5). Por fim, o sensor PZE-03 foi instalado a 3,90 m, dentro da camada de solo (Anexo 6).

Os piezômetros PZE-04, PZE-05 e PZE-06, localizados próximos ao INCL-02, foram instalados externamente à área abrangida pelas obras de estabilização. O PZE-04 foi posicionado no contato entre a rocha sã e a camada de rocha alterada, ficando para tanto em 8,60 m (croqui de instalação apresentado no Anexo 7). O PZE-05 foi instalado na camada de rocha alterada, a 7,20 m de profundidade (Anexo 8). Definiu-se ainda a instalação do PZE-06

dentro da camada de solo, tendo sido o mesmo posicionado a 3,70 m de profundidade (Anexo 9). As Figuras 73 e 74 representam um croqui simplificado com as principais características de instalação desses sensores.



**Figura 73 - Posicionamento dos piezômetros instalados dentro da contenção (PZE-01 a PZE-03)**

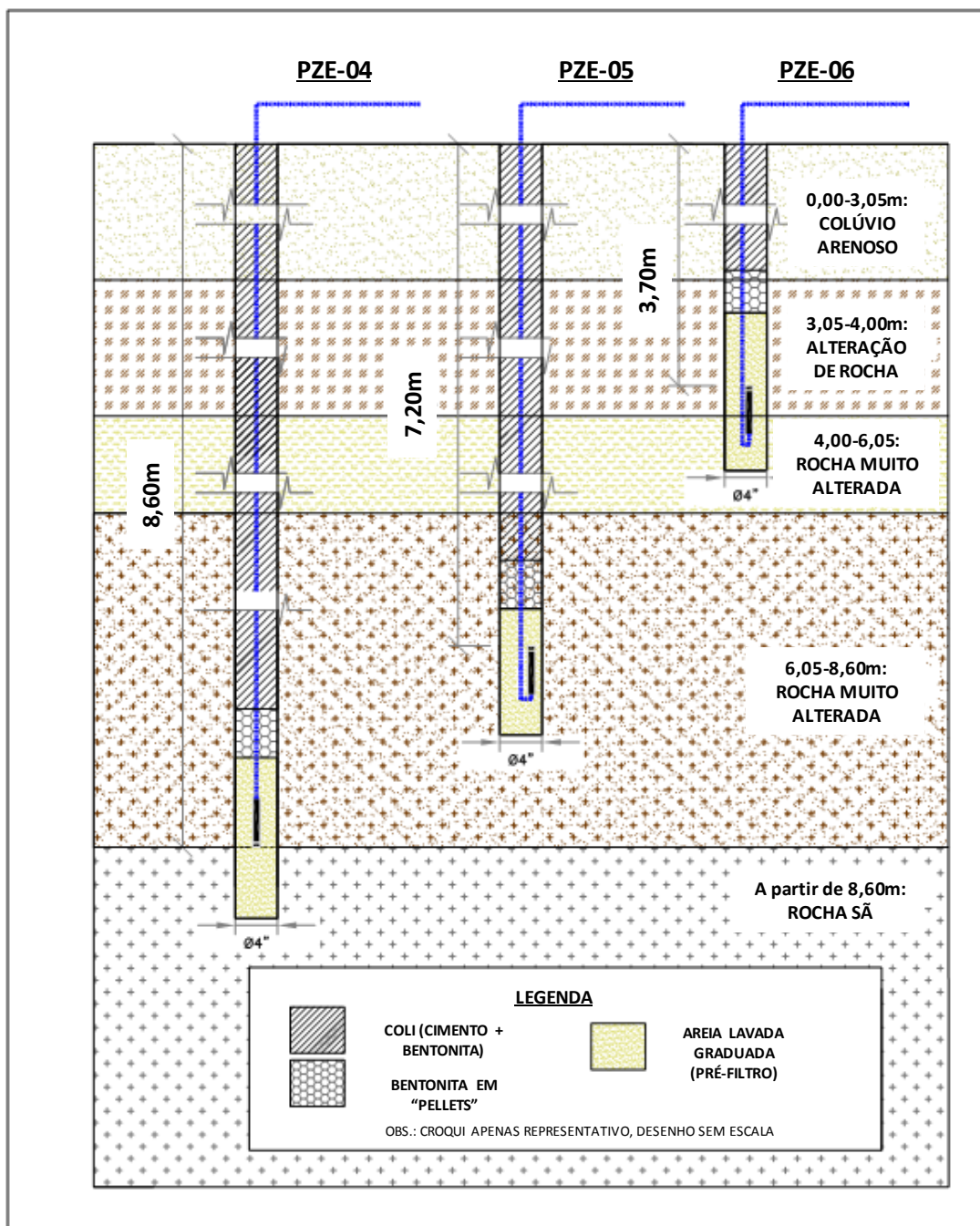


Figura 74 - Posicionamento dos piezômetros instalados fora da contenção (PZE-04 a PZE-06)

#### 5.4. Tensiômetros

O preparo, instalação e posicionamento dos tensiômetros contaram com o apoio e supervisão do Prof. Dr. Fernando Marinho da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Assim como os piezômetros de corda vibrante, previamente à instalação, os tensiômetros foram preparados e montados em laboratório onde inicialmente as pedras porosas foram submetidas a um procedimento de saturação.

Para tal, as mesmas foram imersas em um recipiente contendo água e submetidas à retirada de ar em um dessecador com sílica e bomba de vácuo, conforme ilustra a Figura 75. Paralelamente a isso, o interior do tubo dos tensiômetros foi lavado com água e detergente. Tal procedimento teve como objetivo remover partículas e possíveis manchas de gordura que favorecessem a formação de bolhas de ar e, portanto, alterassem os valores de sucção lidos.

Após a saturação das ponteiros de pedra porosa e a limpeza do interior dos tubos dos tensiômetros, esses foram encaixados de acordo com os comprimentos desejados. Conforme pode ser observado na Figura 76, todas as roscas de conexão entre as extensões do tubo foram instaladas com *o-rings* para garantir a vedação completa do tensiômetro, impedindo a entrada de ar e formação de bolhas, evitando-se o fenômeno da cavitação (expansão das bolhas de ar) (SOILMOISTURE, 2011).



**Figura 75 - Dessecador e bomba a vácuo utilizados para saturação das pedras porosas**



**Figura 76 - Vedação da rosca entre o tubo e o manômetro**



Depois de montados, os tubos foram submetidos a um processo de sucção, com a ponta de cerâmica imersa em um recipiente com água fervida (Figura 77) e a outra extremidade conectada a uma bomba (Figura 78). Este procedimento permite remover a maior quantidade possível de ar aprisionado existente nas microcavidades, (JONES *et al.*, 1981 *apud* MARINHO, 2005).



**Figura 77 - Detalhe da ponta de cerâmica porosa imersa em água fervida e mantida à temperatura aproximada de 40°C**



**Figura 78 - Preenchimento do tubo através da bomba a vácuo**

Depois de estarem completamente preenchidos com água, os tubos foram conectados aos reservatórios, que também foram preenchidos com água fervida. Marinho (2005) destaca que, embora o método de ferver a água para deaerá-la seja apropriado, o contato da água com a atmosfera pode saturar a água com ar em poucos minutos.

Em seguida, a extremidade superior do reservatório foi pressionada de maneira a injetar água no tubo para preenchê-lo completamente e eliminar eventuais bolhas restantes, conforme ilustrado na Figura 79. Além disso, um teste foi realizado com os tensiômetros, no qual a ponta de cerâmica porosa foi inserida em um recipiente com bentonita (granulometria fina, apresentando portanto um tempo de resposta mais rápido), chegando-se a uma medida de cerca de 60 kPa em poucos segundos, conforme mostra a Figura 80 e a Figura 81.



**Figura 79 - Detalhe da retirada das bolhas de ar com bombeamento de água**



**Figura 80 - Ponta de cerâmica porosa imersa em bentonita**



**Figura 81 - Resposta do manômetro após imersão da pedra porosa em bentonita**

Depois de montados e testados, os mesmos foram preparados para o transporte até o campo. De maneira evitar a perda de saturação das pedras porosas, além de eventuais vazamentos, as mesmas foram imersas em água e protegidas com um saco plástico, conforme pode ser observado na Figura 82, recomendações estas fornecidas pelo fabricante.



**Figura 82 - Proteção da ponta cerâmica dos tensiômetros para transporte até o local de instalação**



Para a instalação de campo foi necessário utilizar um trado manual de 1”(Figura 84), desenvolvido especialmente para essa atividade devido à importância de se garantir o contato da pedra com o solo e, com isso, obter melhores leituras de tensão de sucção. Pelo mesmo motivo, previamente ao posicionamento do instrumento na perfuração, sua ponta foi colocada em contato com uma mistura de água com o solo local passado na peneira # 40 (Figura 83). Essa mesma mistura foi utilizada para preencher o furo, garantindo-se a vedação do sistema e evitando-se infiltrações no tensiômetro (Figura 85).



**Figura 84 - Realização de furos com trado manual**



**Figura 83 - Ponta de cerâmica porosa em contato com solo local peneirado**



**Figura 85 - Preenchimento do furo com solo peneirado (nº: 40)**



Foi preciso ainda verificar a calibração do relógio comparador, acessório este fornecido pela fábrica hermeticamente selado em nível do mar. Quando instalado em uma elevação mais alta, como no caso do presente trabalho, o ponteiro no mostrador do medidor pode apresentar uma leitura diferente de zero, resultado de uma pressão atmosférica menor que aquela de sua elevação.

Para ajustá-lo, primeiramente foi preciso pressionar o pino de ventilação localizado no topo do indicador para liberar todo o ar coletado. Em seguida, com o auxílio de uma pequena chave de fenda foi realizado um ajuste na face do indicador, de maneira a corrigir o valor até que o mesmo estivesse no zero, conforme pode ser observado entre as Figuras 86 e 88.



**Figura 87 - Ajuste do manômetro para a pressão local**



**Figura 86 - Manômetro antes do ajuste para pressão local**



**Figura 88 - Manômetro após ajuste para pressão local**

Finalmente, a porção dos tensiômetros que posicionada acima da superfície foi protegida com um tubo de PVC de 100 mm de diâmetro preenchido com solo do local, conforme ilustrado na Figura 89, buscando-se evitar eventuais problemas, tais como impactos acidentais e flexão do tubo do tensiômetro. Além disso, todos os tensiômetros receberam uma proteção adicional com base de concreto e uma proteção metálica externa (300 mm de diâmetro), conforme pode ser observado na Figura 90.



**Figura 89 - Proteção inicial da base do tensiômetro com tubo de PVC**



**Figura 90 - Proteção final do tensiômetro após instalação**

Ressalta-se que os tensiômetros necessitam de manutenções ocasionais para remoção do ar acumulado dentro de seu reservatório. Esta operação consiste em apertar o botão da tampa do reservatório algumas vezes até que não se perceba a existência de bolhas de ar. O procedimento está sendo realizado durante as visitas de campo para leituras dos demais equipamentos manuais (piezômetros Casagrande e inclinômetros), bem como aquisição dos dados registrados pelo *datalogger*.

A ocorrência dessas bolhas de ar está associada à umidade do local onde os tensiômetros são instalados, sendo mais comum ocorrer em locais mais úmidos, onde as leituras de sucção são mais baixas. Para instalações onde a sucção varia entre 40-60 kPa, entretanto, o ar irá se acumular rapidamente, principalmente nos primeiros dias após a sua instalação.

Após a instalação, o tensiômetro pode levar várias horas antes de efetuar corretamente a leitura de sucção do solo, devido à perturbação causada pelo procedimento de instalação. Solos úmidos tendem a apresentar a leitura correta antes dos solos secos. Após esse período

de instalação inicial, o tensiômetro indicará com precisão o valor da sucção do solo e irá acompanhar as variações desses valores em um intervalo a ser definido, devendo ser de no mínimo uma hora devido às características do instrumento (SOILMOISTURE, 2011).

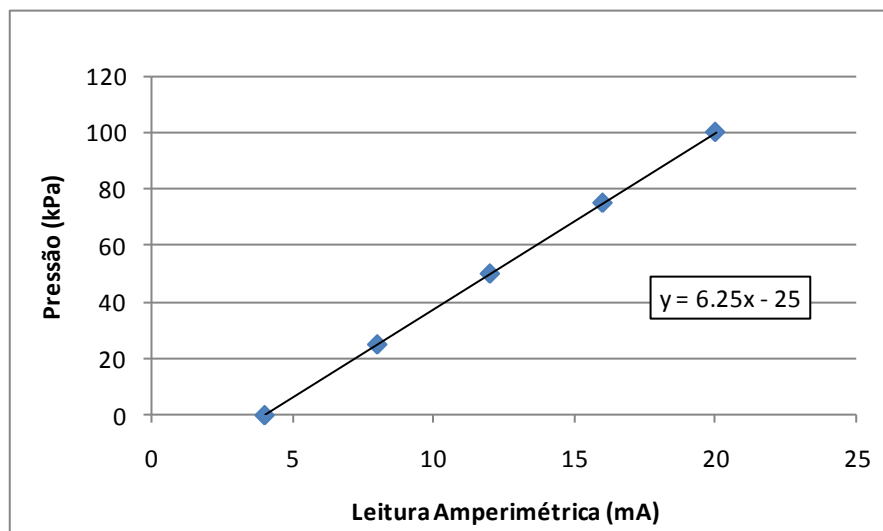
Com relação às leituras, enquanto o sistema de aquisição de dados não estava instalado, foram realizadas algumas leituras manuais através do manômetro instalado nesses equipamentos. Após esse período, as leituras passaram a ser monitoradas pelo *datalogger*, que teve uma de suas portas configuradas para as leituras dos tensiômetros.

Tal configuração diferenciada foi necessária tendo em vista que os demais equipamentos ali conectados são do tipo corda vibrante e, portanto, emitem um sinal de saída em forma de frequência, sendo que, no caso dos tensiômetros, as leituras são realizadas em unidade de corrente elétrica (4 a 20 mA). Tendo como base essa leitura, é possível então convertê-la para valores de pressão, utilizando a correlação apresentada na Tabela 4.

**Tabela 4 - Processamento das leituras dos tensiômetros – conversão dos dados**  
FONTE: SOILMOISTURE, 2011

<b>Leitura Amperimétrica(mA)</b>	<b>Vácuo aplicado (kPa)</b>
4	0
8	25
12	50
16	75
20	100

Com base nesses valores, foi possível determinar uma equação para conversão dos valores de leituras amperimétricas em mA para valores de pressão em kPa conforme Figura 91.



**Figura 91 - Conversão de leituras em mA para valores de pressão em kPa**

### 5.5. Células de carga

Previamente à instalação, as leituras das células de carga foram verificadas através de uma leitura inicial com uma unidade de leitura móvel sem aplicação de carga. Esta leitura, quando comparada com os dados de calibração fornecidos para cada sensor, indica se o sensor está funcionando corretamente. O limite máximo aceitável entre a diferenças dessas duas leituras é até de  $\pm 50$  dígitos (GEOKON, 2012). Conforme pode ser observado na Tabela 5, os resultados dessa verificação foram bastante satisfatórios.

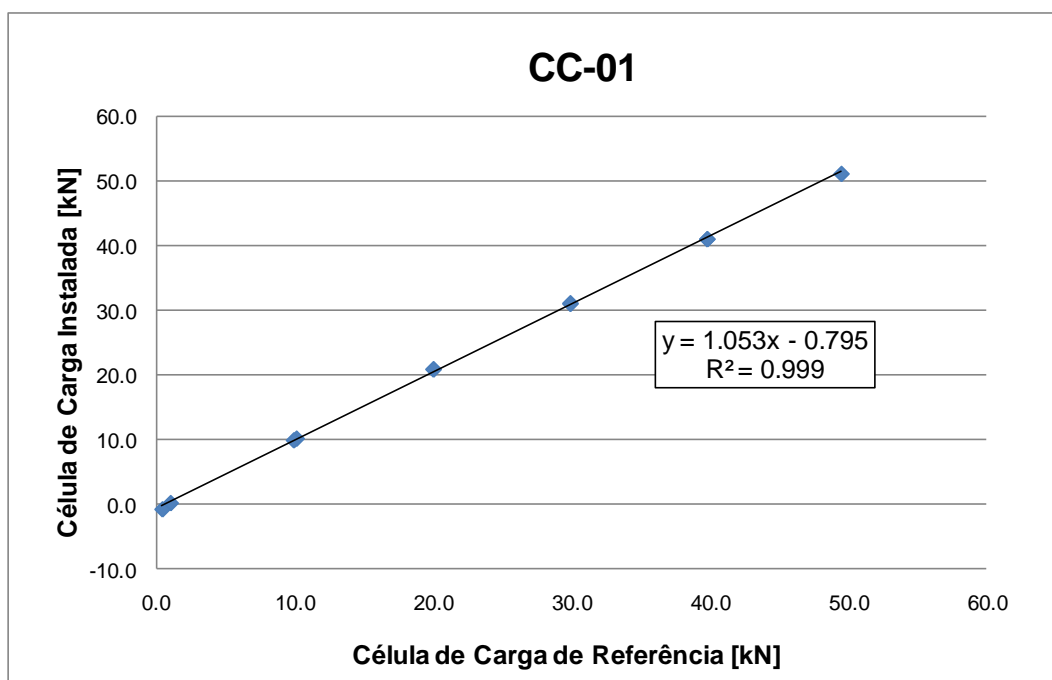
**Tabela 5 - Verificação das leituras iniciais das células de carga (em dígitos)**

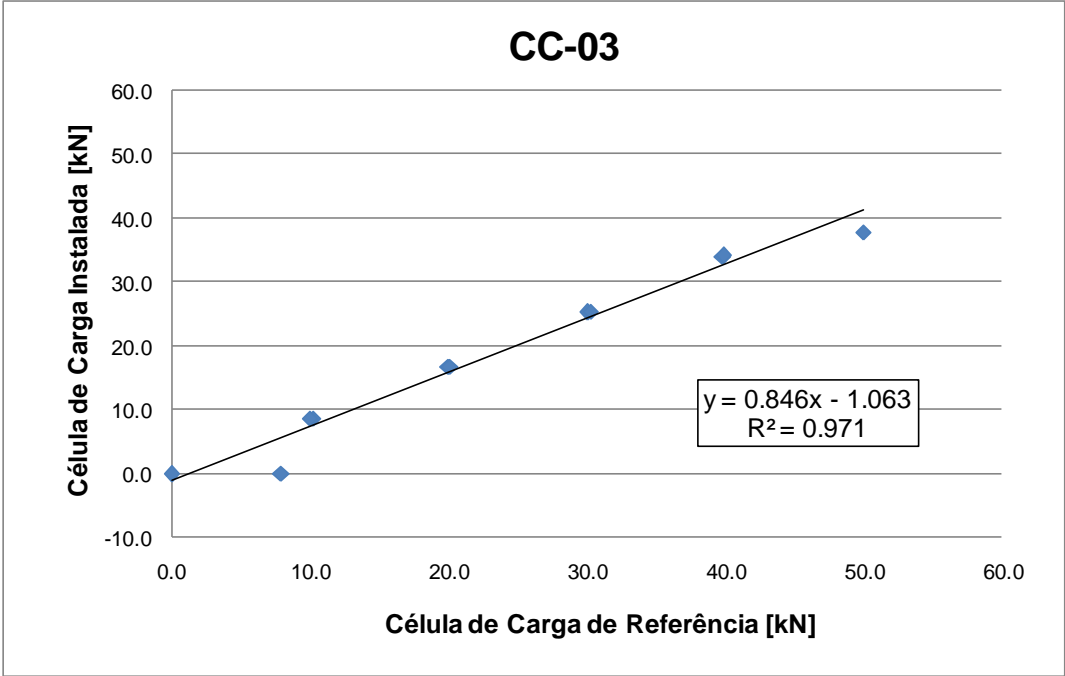
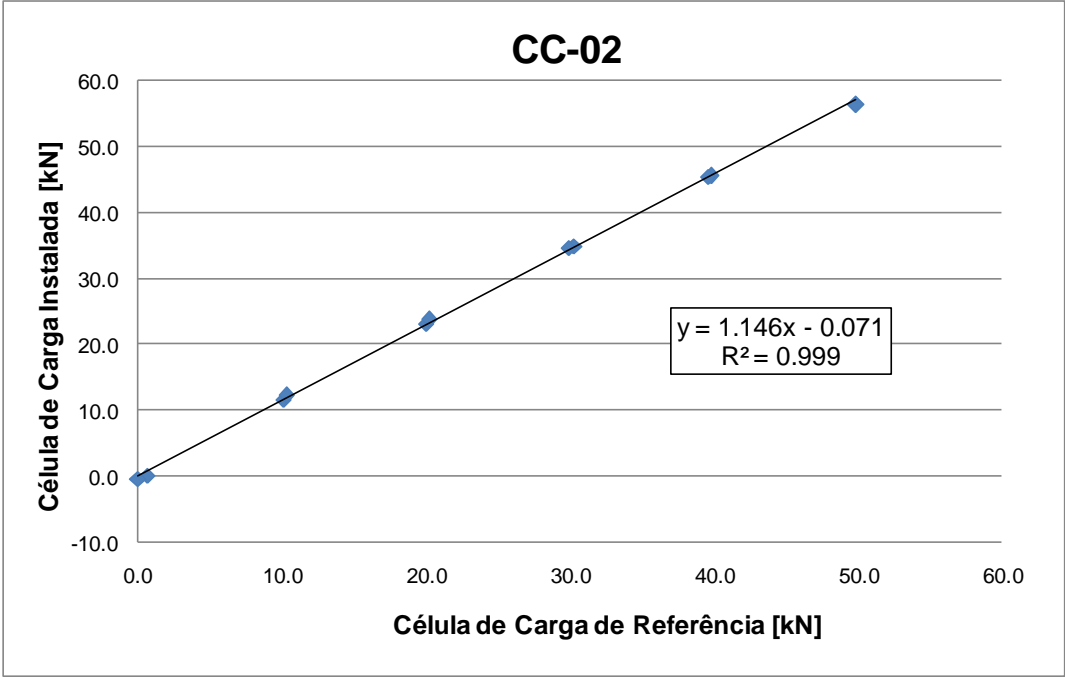
Célula	Nº Série	Dados de Calibração	Leitura Inicial sem Carga	Diferença entre as Leituras
CC-01	1113205	7351.9	7353.3	-1.4
CC-02	1113206	7402	7399.8	2.2
CC-03	1113207	7347.5	7347.6	-0.1
CC-04	1113204	7328.4	7327.5	0.9

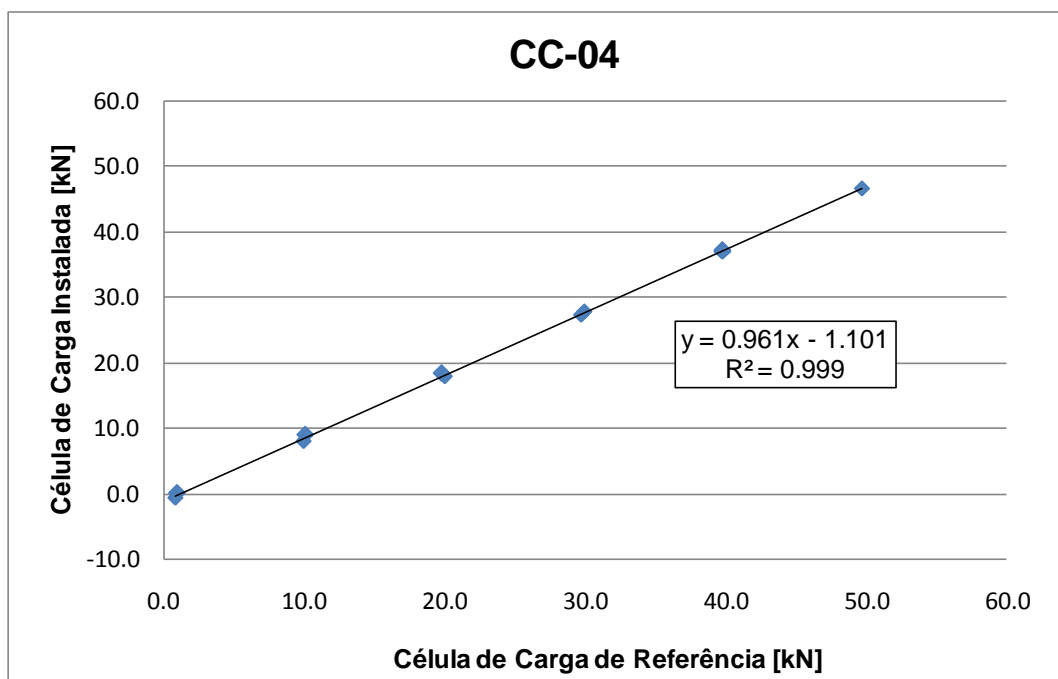
Destaca-se a importância da validação da leitura inicial, tendo em vista que essa é a referência para todas as leituras subsequentes, a partir das quais serão calculadas as cargas atuantes nos

instrumentos. Assim como todos os equipamentos de corda vibrante, cada célula de carga tem uma leitura sem carga diferente, que não é zero (GEOKON, 2012).

Durante o procedimento de calibração das barras com *strain gages*, realizou-se ainda uma aferição das células de carga por meio de comparação dos valores lidos pelas mesmas com àqueles da célula de carga de referência. Os resultados dessas verificações foram plotados e são apresentados na Figura 92, juntamente com as equações das retas que corrigem as leituras da célula de carga. Observa-se que os valores obtidos com os dois instrumentos são muito próximos, sendo definido portanto que os valores de carga seriam obtidos diretamente através das células de carga instaladas, sem a necessidade da utilização dessas equações.



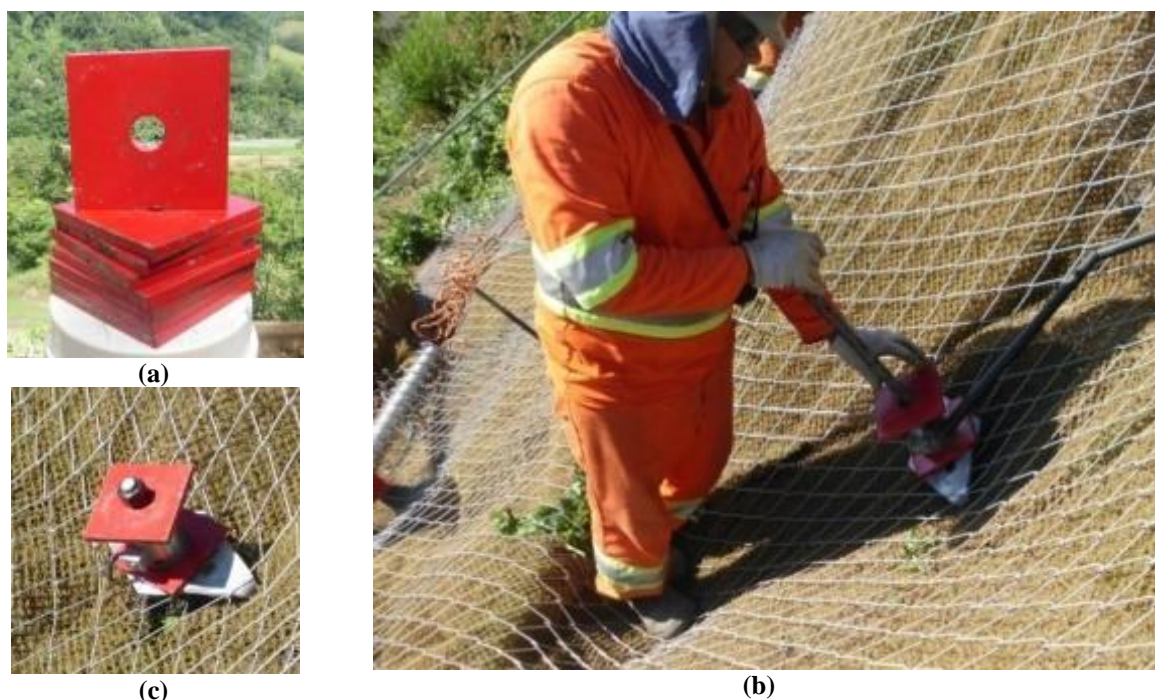




**Figura 92 - Equações para calibração das células de carga**

As células de carga foram então instaladas entre a cabeça do tirante e a porca de vedação. Conforme previsto durante a concepção do plano de monitoramento, foram utilizadas duas placas regularizadoras de superfície (Figura 93a), para garantir o nivelamento e melhorar a distribuição das cargas no instrumento. O conjunto foi então fixado com a utilização de uma porca (Figura 93c). Cada célula de carga de corda possui ainda um termistor para a leitura de temperatura, que será determinada sempre que uma leitura for realizada. Com isso, as leituras obtidas com esses sensores são ainda corrigidas em função da temperatura lida (GEOKON, 2012).





**Figura 93 - Instalação das células de carga – (a) Placas de regularização, (b) posicionamento do sensor, (c) célula de carga instalada**

### **5.6. *Strain gages***

No presente trabalho, os extensômetros elétricos foram instalados em barras com uma seção inicial de 1" (25mm) e módulo de elasticidade  $E = 210.000 \text{ MPa}$ . Esta seção, entretanto, refere-se à dimensão da barra previamente à fixação dos *strain gages*. Isso porque, para a fixação dos sensores, a superfície foi esmerilhada de maneira a ficar plana e garantir uma melhor aderência do sensor, conforme pode ser observado na Figura 94. Preparada a superfície das barras, partiu-se então para a fase de fixação dos sensores nas barras, posicionados conforme apresentado na Figura 49. Previamente à fixação, fez-se ainda uma limpeza da mesma utilizando algodão e álcool (Figura 95). Os sensores foram então colados à barra com cola epoxy (Loctite 4210) conforme instruções do fabricante (Figura 96), sendo o tempo de cura inicial de 150 segundos (pressionado) e final 24 horas. A Figura 98 mostra o *strain gage* colado e a Figura 99 mostra o mesmo já com a proteção feita com um cano de PVC de diâmetro maior, preenchido com massa plástica. Com isso o sensor ficaria protegido contra eventuais danos que poderiam ocorrer durante a instalação das barras na encosta.



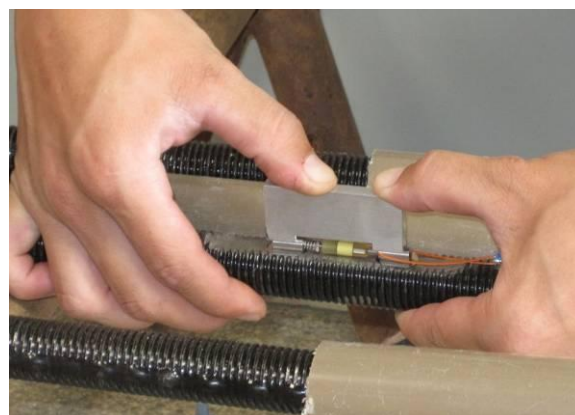
**Figura 94 - Superfície preparada para fixação dos *strain gages***



**Figura 95 - Limpeza da superfície**



**Figura 96 - Aplicação de cola Loctite 4210**



**Figura 97 - Fixação dos sensores**



**Figura 98 - *Strain gage* já colado**



**Figura 99 - Barra protegida após fixação dos *strain gages***

Posteriormente ao procedimento descrito, e de maneira a se considerar a modificação na seção da barra que requerida para a fixação dos sensores, um procedimento de calibração foi conduzido em laboratório. Nele, as barras sofreram um carregamento gradual de 0 a 50 kN, onde os acréscimos de carga e registro de dados eram realizados a cada 10 kN, bem como um descarregamento que também foi realizado e registrado a cada 10 kN.

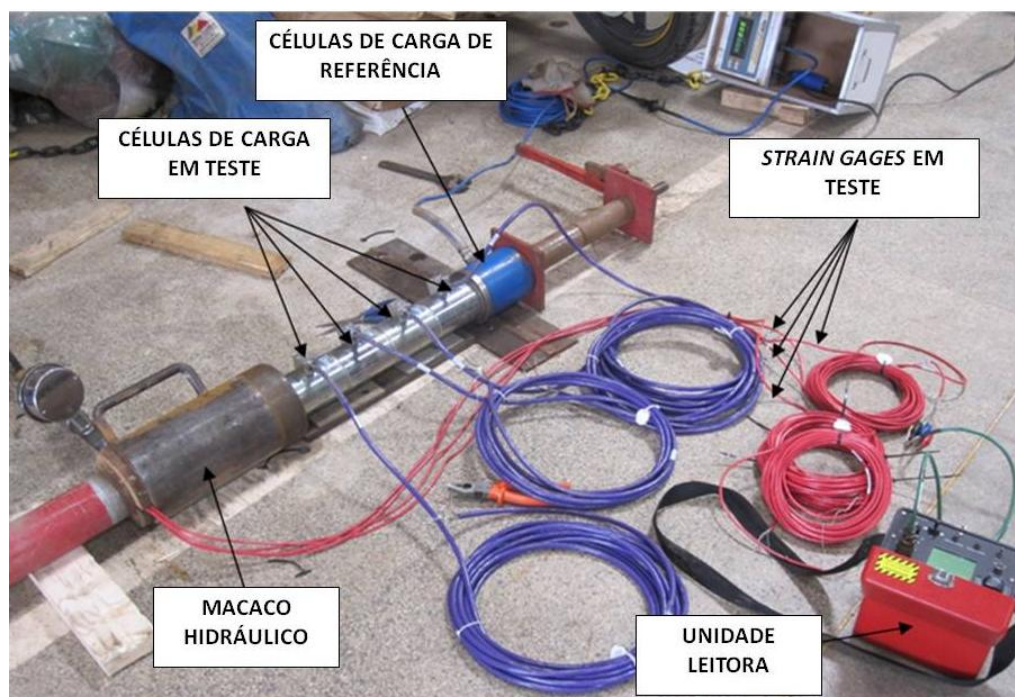
Este procedimento visou aplicar esforços conhecidos nas barras e verificar as leituras apresentadas pelos *strain gages* e células de carga. O teste foi realizado utilizando-se as barras instrumentadas, as células de carga que também seriam instaladas no talude em estudo, uma célula de carga de referência e um macaco hidráulico.

O procedimento (essencialmente um ensaio de tração) consistiu em posicionar a barra com os *strain gages* centralizados em um tubo rígido, onde uma das extremidades continha apenas uma porca para prender a barra (Figura 100). Na outra extremidade foram posicionadas as células de carga e o macaco hidráulico (Figura 101). Após a montagem do sistema, e sem aplicação de carga no macaco hidráulico, uma leitura inicial foi realizada para todos os extensômetros elétricos e células de carga. Em seguida, elevava-se a carga em intervalos de 10 kN até aproximadamente 50 kN, realizando-se uma leitura do sistema em cada um desses estágios.



**Figura 100 - Detalhe extremidade da barra ensaiada**





**Figura 101 - Procedimento de teste dos *strain gages* e células de carga**

Com base nesse procedimento de calibração foram obtidas equações que relacionam as deformações lidas (em m/m) com a carga correspondente para os sensores fixados diametralmente opostos, conforme pode ser observado na Tabela 6. Com base nessas equações, calculou-se a carga em cada um desses sensores e obteve-se a carga na barra pela média dos dois resultados. Para os sensores fixados nas extremidades, a interpretação dos dados foi feita mediante análise da tensão atuante, conforme será descrito no item 6.6.

**Tabela 6 - Equações obtidas durante procedimento de calibração dos *strain gages***

Barra	<i>Strain gage</i>	Equação de Calibração
4	SG-02	$y = 8436.x - 0.681$
	SG-03	$y = 8752.x + 0.712$
1	SG-06	$y = 8256.x - 0.434$
	SG-07	$y = 9851.x + 0.617$
2	SG-10	$y = 9408.x + 0.218$
	SG-11	$y = 9436.x + 0.779$
3	SG-14	$y = 9436.x + 0.779$
	SG-15	$y = 7135.x - 0.628$

Partiu-se então para a fase de instalação das barras em campo, conforme pode ser observado na Figura 102. Por se tratar de um sistema de estabilização com solo grampeado, após a inserção da barra o furo foi preenchido em todo o seu comprimento por injeção de calda de cimento.



**Figura 102 - Instalação das barras instrumentadas com *strain gages* – (a) e (b) posicionamento da barra e (c) injeção de calda de cimento**

Foram realizadas leituras em todos os *strain gages* logo após a finalização da instalação, a fim de se conhecer o comportamento da barra em sua posição final. Destaca-se que cada medidor possui ainda um sensor de temperatura. O registro desses valores no momento de cada leitura de deformação, bem como quaisquer informações adicionais sobre outras atividades que eventualmente estejam acontecendo no local podem fornecer subsídios para interpretar as mudanças observadas nas leituras. De acordo com o fabricante, a correção das leituras em relação a variações de temperatura é necessária apenas quando instalados em estruturas de concreto. A Tabela 7 apresenta um resumo com a disposição dos *strain gages* nas barras instrumentadas.

**Tabela 7 - Configuração das barras instrumentadas – Relação entre os sensores e suas profundidades de instalação**

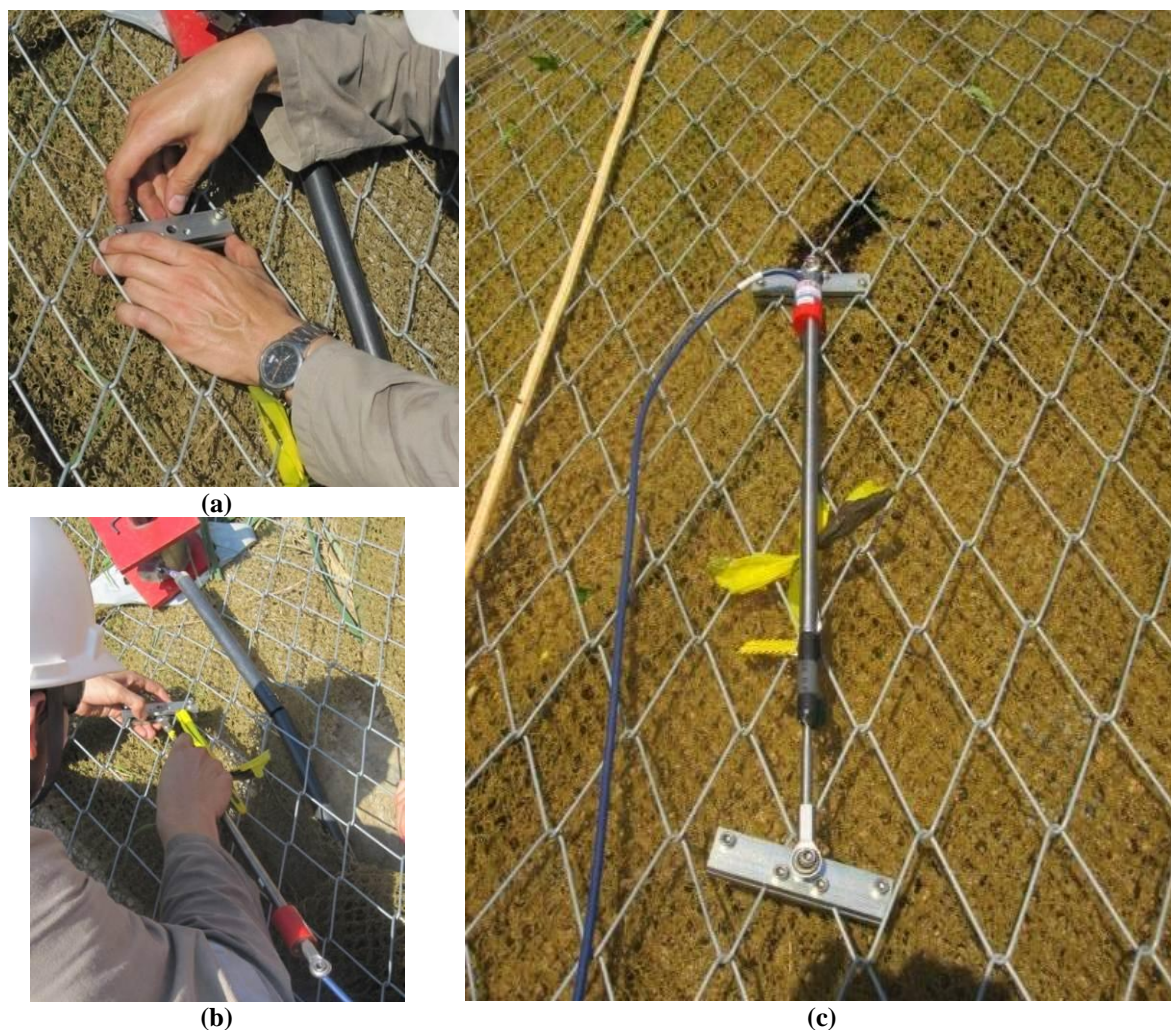
<b>Prof. Instalação</b>	<b>5,50 m</b>	<b>4,00 m</b>	<b>4,00 m</b>	<b>2,50 m</b>
Barra 1	SG-05	SG-06	SG-07	SG-08
Barra 2	SG-09	SG-10	SG-11	SG-12
Barra 3	SG-13	SG-14	SG-15	SG-16
Barra 4	SG-01	SG-02	SG-03	SG-04

### **5.7. Crackmeters**

Previamente à importação dos *crackmeters*, foram enviadas amostras de tela ao fornecedor da instrumentação para o desenvolvimento de dispositivos que permitissem a melhor forma de fixação dos mesmos na tela. Durante a etapa de instalação em campo, inicialmente foram posicionadas as duas placas de fixação projetadas (Figura 103a). Em seguida, montou-se o *crackmeter* com os parafusos de rosca através dos rolamentos giratórios e dos espaçadores, ajustando as âncoras ainda com folga (Figura 103b). A Figura 103c mostra o instrumento após a instalação.

A leitura inicial do instrumento se deu após o posicionamento e fixação dos *crackmeters*. A retirada dos lacres que impediam o deslocamento do eixo do instrumento foi realizada somente após a finalização das movimentações de pessoal e materiais no talude.





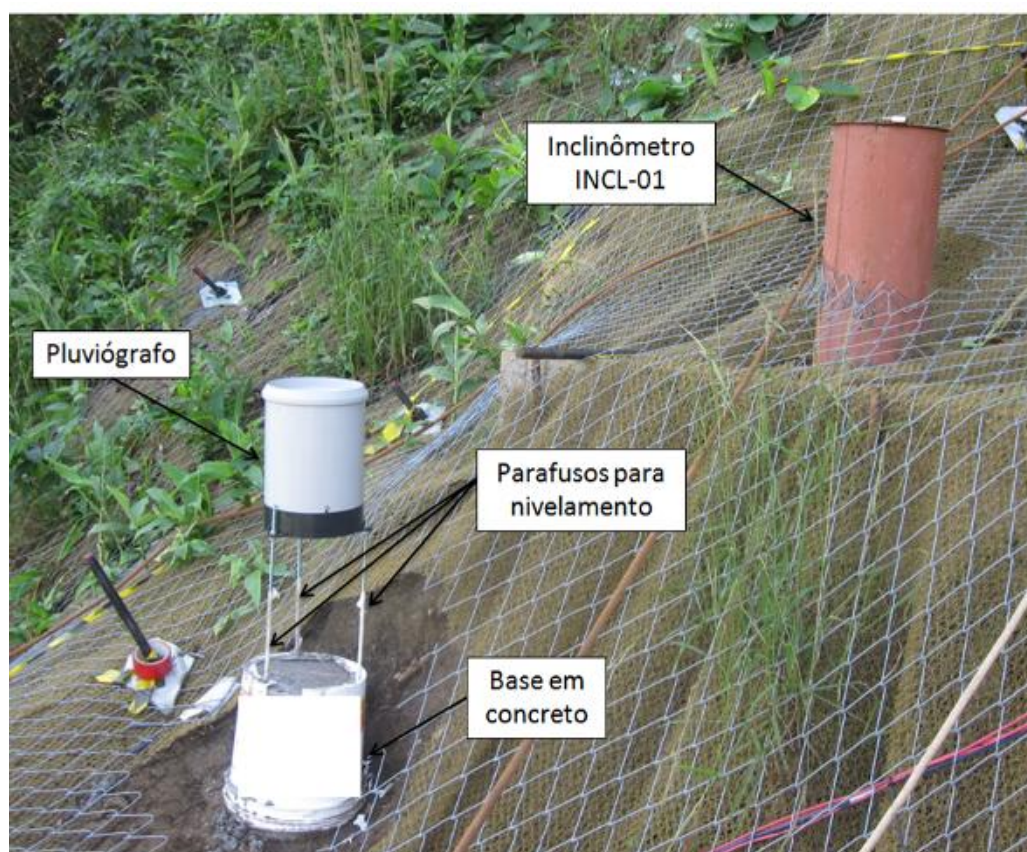
**Figura 103 - Instalação dos *crackmeters* – (a) posicionamento das placas de fixação na tela, (b) posicionamento do medidor e (c) *crackmeter* após a instalação.**

### 5.8. Pluviógrafo

A definição do local de instalação do pluviógrafo considerou que este deveria garantir uma obtenção de leituras representativas dos índices pluviométricos no local. Para tal, buscou-se posicioná-lo o mais próximo do nível do solo, evitando terrenos inclinados. Além disso, havia a necessidade de posicioná-lo em um local com proteção contra ventos fortes e obstáculos. Um outro problema que poderia ocorrer ainda é a absorção de água proveniente de respingos de chuva no solo nas redondezas do sensor. Assim, para evitar tais interferências, optou-se por instalar o instrumento a uma distância de aproximadamente 1,20 m do solo.

Para a encosta em estudo, inicialmente definiu-se que o pluviógrafo ficaria posicionado sobre

a casa de leituras, ideia esta que foi descartada devido ao fato da mesma ter sido posicionada na parte posterior à região de contenção onde a proximidade com a vegetação prejudicaria a representatividade das leituras. Com isso, optou-se por posicioná-lo dentro da área de contenção, conforme pode ser observado na Figura 104. Destaca-se que cuidados com a vegetação que venha a crescer nesse local deverão ser tomados, atendendo assim não só ao pluviôgrafo mas viabilizando também a leitura do inclinômetro instalado na mesma região (INC-01).



**Figura 104 - Pluviôgrafo já instalado**

A instalação teve início com a perfuração de um grampo em posição vertical no local escolhido (mesmo modelo utilizado para a solução de contenção) de maneira que sua ponta ficasse aproximadamente 40 cm acima da superfície. Posicionou-se então uma base circular sobre esse grampo, deixando-o centralizado, concretando-se então essa base. Por fim, o

pluviógrafo foi instalado sobre três parafusos que permitiram, mediante o ajuste das porcas, posicioná-lo de maneira nivelada. Este nivelamento pôde ser comprovado através do nível de bolha contido no equipamento.

Após a instalação do pluviógrafo, uma operação de teste foi realizada na qual inicialmente a ponta da caçamba foi pressionada algumas vezes para verificar se cada movimento estava sendo registrado, e se o mecanismo de inclinação estava operando livremente. De acordo com a Hydrological Services (2012), o instrumento vem calibrado de fábrica e o único procedimento de manutenção necessário é a limpeza, onde devem ser verificados os seguintes itens: filtro coletor, sifão, interior do balde, superfície superior dos parafusos de ajuste, parafusos de fixação (que devem ser lubrificados após a limpeza) e telas contra insetos.

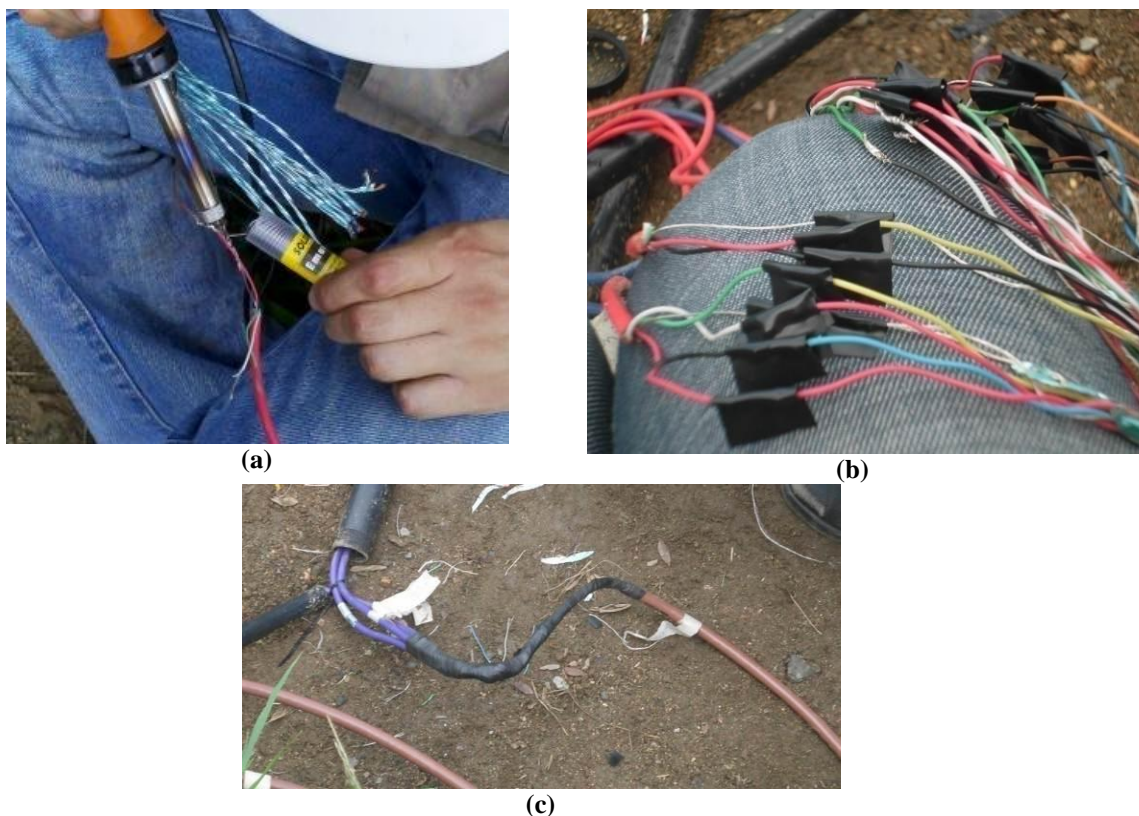
### **5.9. Sistema de cabeamento**

Definiu-se, durante a etapa de elaboração do plano de instrumentação, um posicionamento inicial para os instrumentos e, com isso, cada sensor teve um comprimento de cabo pré-estabelecido com vistas à aquisição do material. Conforme já mencionado anteriormente, o arranjo inicial previsto para os instrumentos, bem como seu posicionamento, sofreram algumas alterações durante a fase de instalação devido a diversos fatores e, devido a isso, algumas emendas tornaram-se necessárias para conectá-los ao *datalogger*.

Previu-se ainda, durante a fase de planejamento, a união do cabeamento dos sensores localizados dentro da área de estabilização em um ponto comum (próximo ao PZE-03), para, a partir dali, conectá-los a 5 cabos de 12 pares trançados. Tal medida visou aumentar a proteção mecânica dos mesmos, além de organizá-los de maneira mais concisa.

Quanto aos procedimentos para execução de emendas, de acordo com o fabricante dos cabos (Geokon), estas podem ser feitas sem afetar a leitura do instrumento, desde que sejam impermeáveis. Todos os cabos emendados foram soldados (Figura 105a) e isolados individualmente com fita isolante (Figura 105b). Após esse procedimento, uma leitura manual era realizada com o auxílio de uma unidade leitora portátil, verificando-se assim se os valores medidos estavam coerentes. Por fim, os cabos foram isolados em conjunto com fita isolante e em seguida com fita elétrica de alta fusão (Figura 105c), garantindo assim a impermeabilização do conjunto.





**Figura 105 - Emendas no sistema de cabeamento –solda elétrica (a), isolamento individual dos cabos (b) e isolamento do cabo com fita de alta fusão (c).**

O sistema de cabeamento foi então direcionado para a casa de leituras, onde os instrumentos seriam conectados aos multiplexadores e por fim ao *datalogger*. Cabe salientar ainda que os cabos foram protegidos com eletrodutos rígidos ao longo de todo o seu comprimento. Esses eletrodutos foram ainda posicionados abaixo da tela metálica, evitando assim possíveis atos de vandalismo.

### **5.10. Casa de leituras**

Os protetores de surto, multiplexadores e o *datalogger* foram posicionados dentro de uma casa de leituras (Figura 106a e Figura 106b), fixados na posição vertical na parede interna da mesma, conforme pode ser observado na Figura 106c. Após a instalação, o *datalogger* foi conectado a uma bateria automotiva de 12V/75Ah e ao sistema de aterramento, para então ser conectado aos multiplexadores. A transmissão de dados é realizada com o cabo serial fornecido, conectando-se a porta RS-232 a uma porta COM de um computador. Em caso de

inexistência de porta COM, é necessário utilizar um conversor USB-Serial para disponibilização de uma porta COM. O *datalogger* possui ainda cinco fusíveis (dois ampères SLO-BLO 5x20 mm na placa dual mode), que devem ser verificados (ohmímetro) e substituídos conforme seja necessário.



(a)



(b)



(c)

**Figura 106 - Casa de leituras – (a) Vista Frontal, (b) Vista Lateral e (c) Interior.**

A Figura 107 apresenta a conexão dos protetores de surto às hastes de aterramento, sendo possível observar ainda uma estrutura executada para proteção desse sistema contra atos de vandalismo.





**Figura 107 - Posicionamento das hastes de aterramento e detalhe das mesmas após conexão**

### **5.11. Dificuldades encontradas**

Dentre as principais dificuldades encontradas durante essa etapa da pesquisa cita-se: a interação entre as equipes de trabalho (perfuração das sondagens, ancoragens e fixação da tela), locação dos sensores em campo, manutenções pós-instalação e o pleno funcionamento do sistema automatizado para aquisição de dados.

O plano de instrumentação proposto foi instalado concomitantemente ao sistema de contenção. Com isso, surgiram dificuldades em organizar a logística de instalação dos instrumentos com as atividades de perfuração, injeção dos grampos e posicionamento da tela metálica. Isso porque muitos sensores eram sensíveis a eventuais vibrações provenientes da perfuração, bem como a movimentações decorrentes da obra em questão. Estas questões configuraram um atraso no início e finalização da fase de instalação dos instrumentos, ficando, com isso, o período de leituras analisado menor do que o previsto no início da pesquisa (mínimo de 6 meses).



O posicionamento dos instrumentos que necessitavam de perfurações foi definido durante a fase de concepção do plano de monitoramento, de maneira preliminar. Na fase de instalação algumas alterações tornaram-se necessárias, devido a dificuldades para o acesso do equipamento de perfuração. Para a instalação dos sensores no interior do sistema de contenção foi necessário executar uma estrutura metálica (“andaime”) para viabilizar a área de trabalho necessária à perfuração. A instalação dessa estrutura também requereu uma área mínima de apoio, ficando então sua montagem condicionada à existência de um patamar que, depois de posicionado no talude, possibilitou uma nova locação dos instrumentos.

Apesar do sistema de aquisição das leituras ser automatizado para a maior parte dos instrumentos instalados, alguns procedimentos são necessários para manter o bom funcionamento do sistema. É preciso realizar visitas periódicas (nos primeiros meses estão sendo realizadas quinzenalmente, sendo que será analisada a partir do terceiro mês da completa instalação do sistema a mudança para leituras mensais) para realizar os seguintes procedimentos: coletar os dados armazenados no *datalogger*, verificar os reservatórios de água dos tensiômetros, fazer a leitura dos inclinômetros (e, possivelmente no futuro, do piezômetro Casagrande) bem como verificar a limpeza da área em que o pluviógrafo foi instalado, mantendo-a sem vegetação para evitar interferências nas leituras do mesmo, bem como permitir o acesso ao inclinômetro instalado nessa mesma região.

Quanto à fonte de energia, no momento o sistema está sendo alimentado com duas baterias automotivas de 12 V, que ficam conectadas ao *datalogger* de maneira alternada, buscando garantir o funcionamento do sistema como um todo. Conforme descrito durante o desenvolvimento do presente trabalho, os sensores de corda vibrante não representam um consumo de energia considerável. Este consumo, entretanto, tornou-se muito significativo com a conexão dos oito tensiômetros, fazendo com que a carga das baterias durasse em torno de 60 dias. Com isso, novas alternativas para alimentação do sistema devem ser buscadas, sendo recomendada a análise de viabilidade de um sistema alimentado pela captação de luz solar.

## 6. ANÁLISE DAS LEITURAS INICIAIS

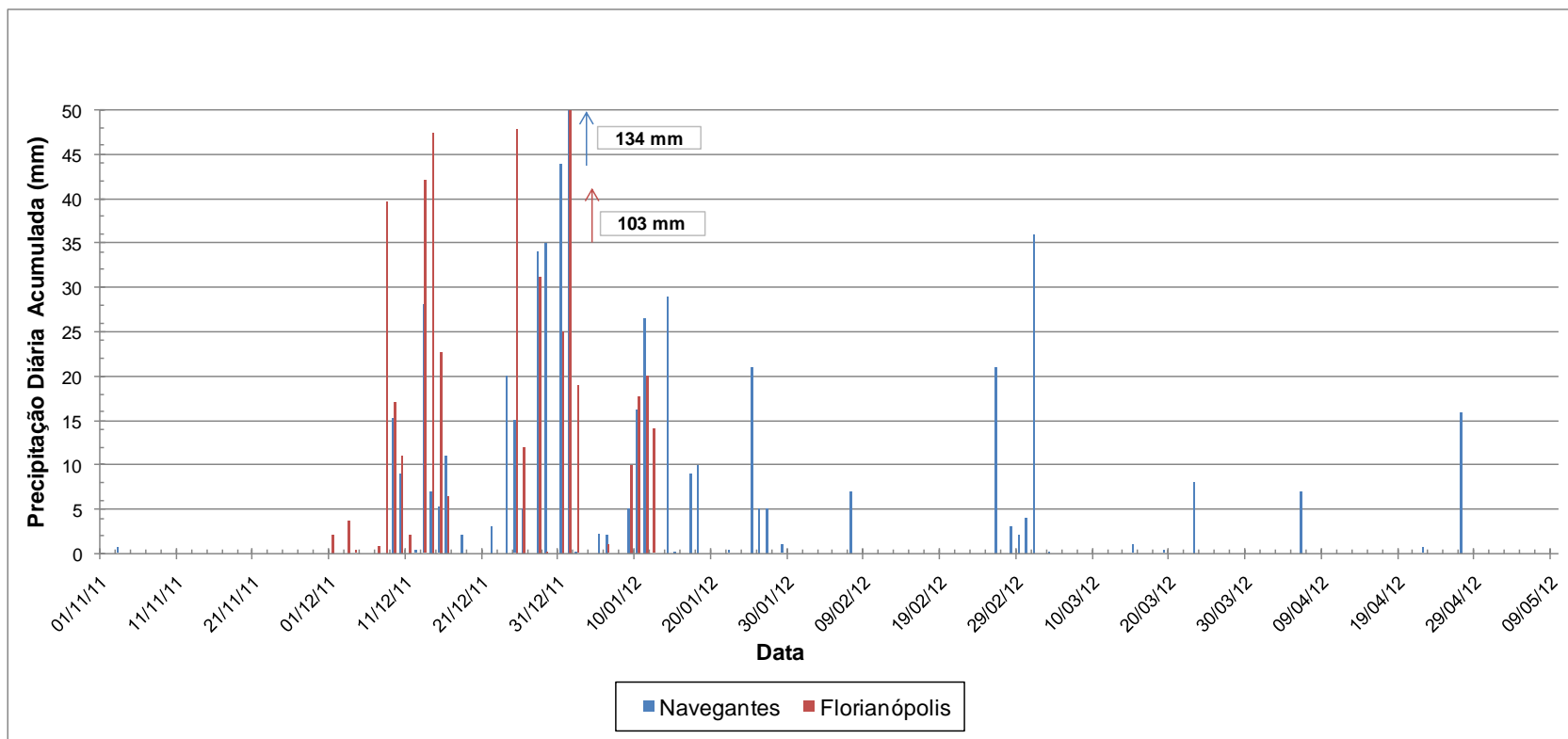
Tendo como objetivo validar o plano de monitoramento concebido e implantado durante o desenvolvimento deste trabalho, procedeu-se uma análise das leituras iniciais obtidas. Quanto à frequência da aquisição dos dados, as mesmas foram divididas em duas fases distintas: leituras manuais, compreendendo o período em que o sistema de aquisição de dados ainda não estava instalado, e leituras automatizadas, onde o *datalogger* foi configurado para realizá-las a cada 8 horas.

Medir corresponde a um procedimento experimental pelo qual o valor momentâneo qualquer, quando mensurando, é determinado como um múltiplo e/ou fração de uma unidade de medição. Com base nesse contexto, de quando se relata o resultado de uma medição, é imprescindível que alguma indicação quantitativa da qualidade do resultado indicado seja apresentada, permitindo assim a comparação dos resultados obtidos entre si ou com valores de referência (ABNT, 2003).

Contudo, a qualidade de um resultado de medição fica condicionada a uma avaliação da incerteza que esse dado representa, que está associada à definição de um intervalo de dispersão admissível para os valores que estão sendo medidos. Desse modo, durante a apresentação dos resultados obtidos com os instrumentos que compõem o plano de monitoramento proposto, buscou-se discutir a ordem de grandeza e o significado da mesma para os resultados obtidos.

De modo a verificar eventuais correlações entre os resultados obtidos, buscou-se registros de precipitação de origem externa. A região de Balneário Camboriú, entretanto, não apresenta uma estação meteorológica que realize tais registros, sendo os dados mais próximos encontrados para a cidade de Navegantes (34,1 km) e Florianópolis (82,6 km). A análise desses dados (Figura 108) permite verificar uma grande variação entre o volume obtido entre essas duas cidades, o que pode ser facilmente justificado pela distância entre as mesmas. Por estar mais próxima ao sítio de estudo, os dados de instrumentação foram então comparados com as precipitações registradas em Navegantes. Cabe salientar ainda que o modelo proposto contempla a correlação dessas informações com a utilização de um pluviógrafo, garantindo assim a representatividade dos dados obtidos. A análise dos dados de Navegantes foi realizada apenas de maneira a subsidiar o período em que o pluviógrafo ainda não havia sido instalado.

Com relação às leituras obtidas, o sistema de aquisição de dados foi instalado no dia 09/04/2012, onde a coleta e armazenamento das leituras foram testadas, sendo obtidas a cada 8 horas até o dia 19/04/12. Após essa data, o equipamento foi desinstalado para ser reconfigurado de modo a atualizar o software de transmissão de dados, sendo novamente instalado no dia 07/05/2012 onde as leituras voltaram a ser armazenadas normalmente a cada 8 horas. Nessa data, devido ao horário de aquisição dos dados (8:20h), foi possível obter apenas uma das três leituras. Entre os dias 18 e 19/04/12 realizou-se ainda alguns procedimentos de testes com o sistema de monitoramento, nos quais alguns grampos foram carregados e descarregados com o objetivo de verificar a resposta das células de carga, *strain gages* e *crackmeters*.



**Figura 108 - Precipitação acumulada no período**  
FONTE: CPTEC (2012)

### 6.1. Piezômetro Casagrande

Após a execução do instrumento, algumas leituras foram realizadas, conforme pode ser observado na Figura 109. Durante o período de leituras, o nível do lençol freático variou entre 9,40 m (logo após a sua instalação) e 7,82 m (em 18/01/2012). Uma nova visita foi realizada no dia 31/01/2012, quando se constatou, porém, que o equipamento encontrava-se obstruído a partir dos 6,00 m. Nessa data, um procedimento de lavagem com circulação de água foi realizado na tentativa de desobstruí-lo. Uma nova visita foi realizada no dia 06/02/2012 constatando-se que o equipamento permanecia entupido, sendo com isso realizada uma nova lavagem que também não obteve sucesso. Cabe salientar ainda que a apresentação dos dados na Figura 109 foi realizada considerando dois grupos de resultados pois entre os dias 16/12/2011 e 13/01/2012 não foram realizadas leituras. Dessa forma, optou-se por não considerar a ligação entre esses dois conjuntos de dados com intervalos de tempo maiores.

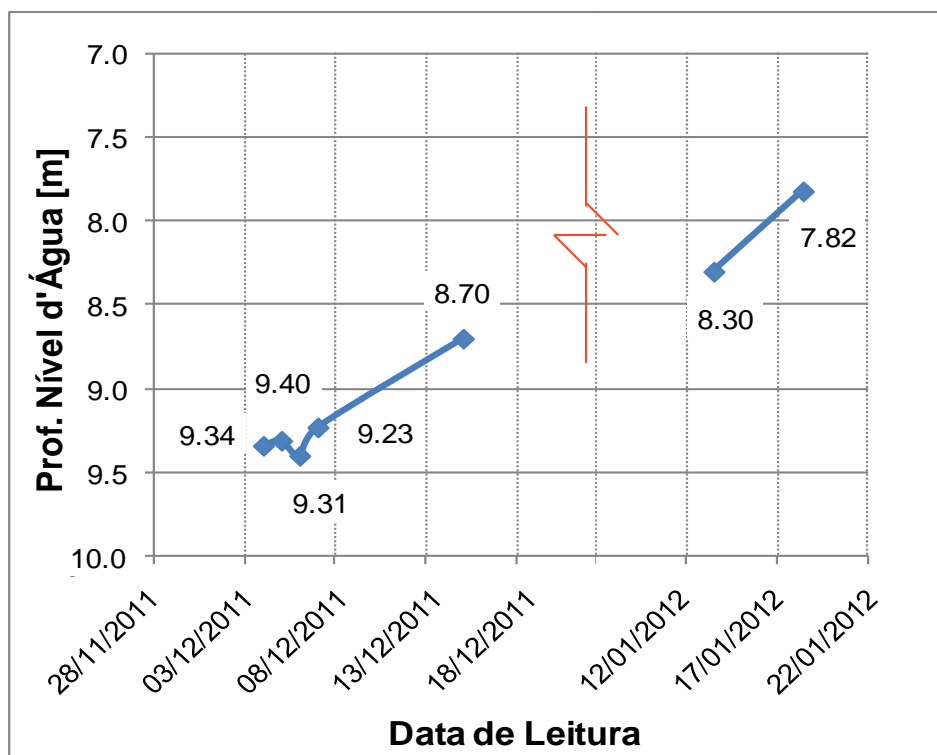


Figura 109 - Gráfico com as leituras obtidas com do piezômetro Casagrande (PZC-01)

O processo de lavagem do tubo do piezômetro exige não apenas a disponibilidade de água no local como também uma bomba para prover a pressão necessária para realizar a lavagem. Estes equipamentos estavam disponíveis na encosta durante as primeiras tentativas de leitura em razão da implantação do sistema de estabilização que estava acontecendo concomitantemente. No início de fevereiro os equipamentos foram retirados da obra devido à finalização da fase de perfuração, impossibilitando uma nova tentativa de lavagem.

Analisando as leituras obtidas observa-se uma diferença de 1,58 m ou 15,8 kPa entre a leitura máxima e a mínima. As leituras iniciais, entretanto, provavelmente encontravam-se alteradas devido ao processo de perfuração necessário para a instalação do piezômetro Casagrande, bem como dos demais instrumentos na mesma região naquele período (PZE-01 a PZE-03 e INCL-01), através da execução de sondagem com circulação de água. As leituras dos dias 14 e 15/12/2011 mostraram-se constantes (8,70 m), sendo realizada então uma nova medida no dia 13/01/2012 com a profundidade do nível d'água em 8,30 m. Não é possível afirmar como esses dados variaram nesse intervalo, sendo uma das hipóteses um decréscimo contínuo, considerando as leituras dos dias 13 e 18/01/2012.

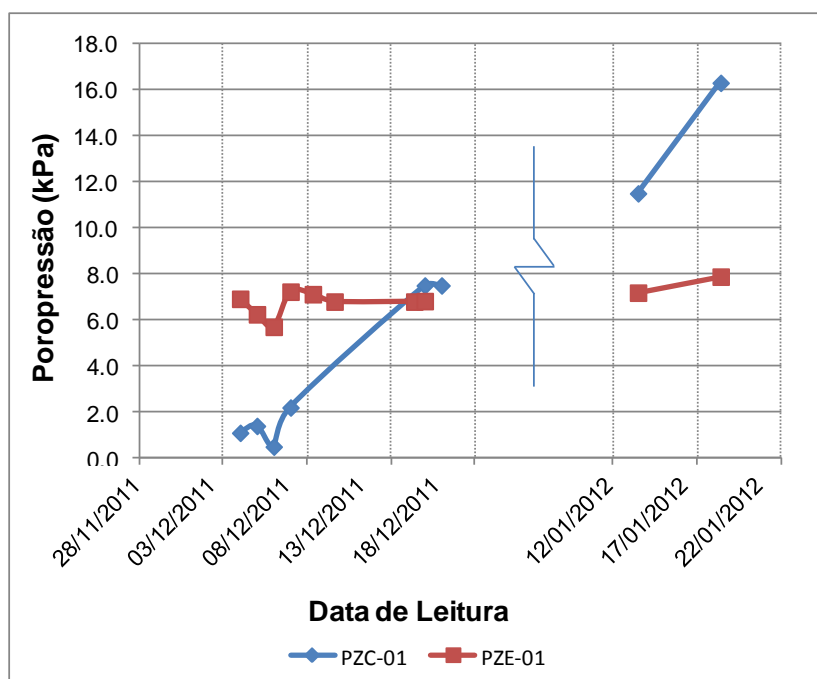
A análise de poro-pressão medida pelo instrumento deve ser feita considerando-se a altura de coluna d'água existente no interior do tubo de PVC. Conforme apresentado no Anexo 3, a ponta do instrumento foi posicionada em 9,45 m. Considerando apenas a variação do nível do lençol freático final (8,70 – 7,82 m), tem-se uma variação da pressão de água variando entre 7,5 kPa e 16,3 kPa.

Conforme descrito no item 4.2.1 pretendia-se com o piezômetro Casagrande obter uma leitura similar àquela obtida com o PZE-01, de modo que os dois foram instalados logo acima da camada de rocha sã. Com base nesse contexto, tem-se a Figura 110 comparando essas duas leituras. Nela, verifica-se a estabilidade das leituras obtidas pelo piezômetro de corda vibrante durante todo esse período.

É possível ainda identificar que as leituras iniciais do piezômetro Casagrande diferem-se do outro sistema, sendo essa discrepância ocorem devido ao tempo de estabilização de suas medidas após o processo de instalação, conforme descrito anteriormente. Os valores obtidos entre os dias 14 e 16/12/12 mostraram-se muito próximos, evidenciando que os dois sensores estavam posicionados em uma profundidade correspondente aos acréscimos de poro-pressão.



Os resultados passam então pelo intervalo sem dados já descrito, sendo possível verificar um acréscimo nas leituras do Casagrande, não identificado pelo instrumento de corda vibrante nas duas medidas realizadas no mês de Janeiro. Tal diferença justifica-se provavelmente pela obstrução verificada ao final do período de medição, sendo estes acréscimos um indício de irregularidades no sistema de medição.



**Figura 110 - Comparativo entre as leituras obtidas com o piezômetro Casagrande e o de corda vibrante**

Os problemas registrados com o equipamento instalado estão associados provavelmente às operações existentes na região devido à instalação do sistema de contenção. Cabe salientar que os demais instrumentos nessa mesma região não apresentaram problemas na aquisição das leituras.

## 6.2. Piezômetros de Corda Vibrante

Assim como para todos os instrumentos de corda vibrante, inicialmente foi necessário estabelecer uma leitura zero para os piezômetros de corda vibrante. Tal fato se deve à característica que esses sensores apresentam de indicar uma leitura à pressão zero. Essa

medida foi tomada após a saturação da pedra porosa, no momento em que os sensores estavam posicionados dentro da garrafa pet para o transporte até o campo. Com isso, o sensor estava posicionado sob uma altura de coluna d'água (referente à altura da garrafa) de 18 cm.

A determinação dos valores de pressão pode ser feita utilizando uma equação linear (Equação 1) ou polinomial (Equação 2) conforme apresentado abaixo (GEOKON, 2012):

$$P = G (R_0 - R_1) + K(T_1 - T_0) - (S_1 - S_0) \quad \text{Equação 1}$$

$$P = AR_1^2 + BR_1 + C + K(T_1 - T_0) - (S_1 - S_0) \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

A, B, K e G: Parâmetros fornecidos na ficha de calibração de cada sensor;

C: Parâmetro calculado conforme será descrito no parágrafo seguinte;

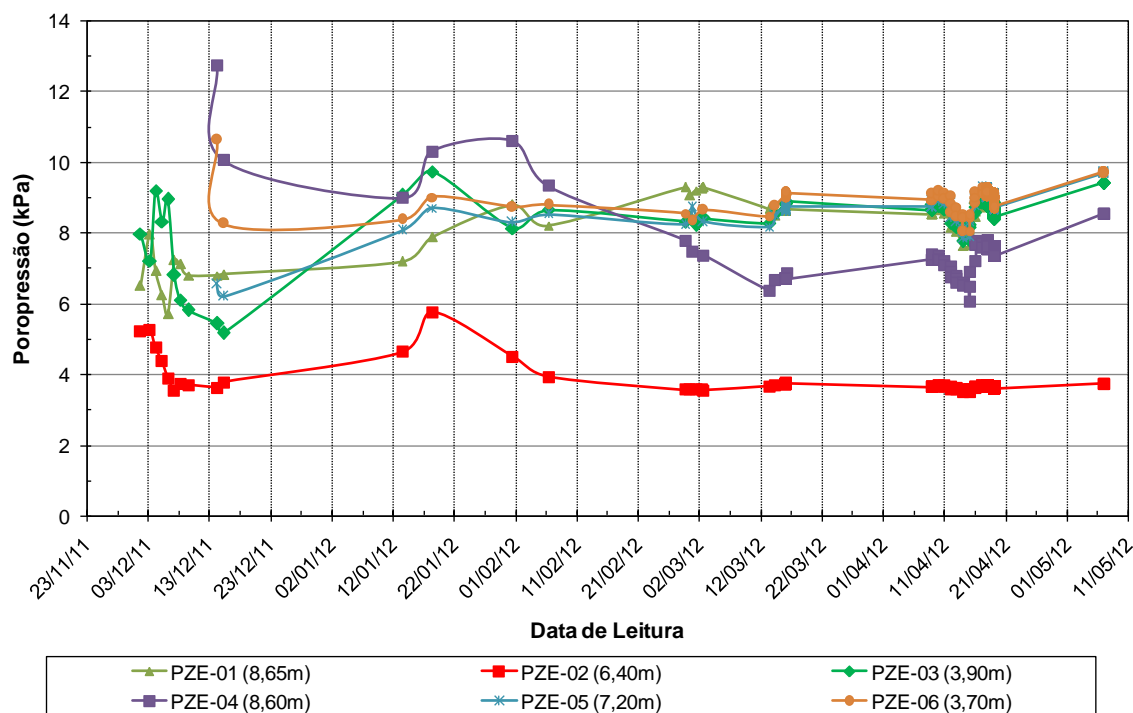
$T_0$ : temperatura na leitura zero;

$T_1$ : Temperatura na leitura atual;

$S_1/S_0$ : Valores de pressão barométrica para a leitura atual e zero, respectivamente. Para o presente trabalho essa correção de pressão barométrica não foi considerada, pois não existe uma diferença significativa entre esses dois parâmetros;

Devido à maior precisão da Equação 2, optou-se por utilizá-la durante o processamento das leituras. Para tanto, foi necessário determinar o parâmetro C, considerando-se  $R_1$  como o valor medido na leitura zero e o valor de pressão de 1,8 kPa (coluna d'água dentro da garrafa PET).

Com base nesses valores, foi possível então processar as leituras iniciais obtidas e verificar a variação da poro-pressão ao longo do tempo para os piezômetros de corda vibrante. Na Figura 111 são apresentados os resultados de todos os sensores instalados.



**Figura 111 - Leituras iniciais dos piezômetros de corda vibrante PZE-01 a PZE-06**

A análise dessas primeiras leituras permite identificar um pico nos valores medidos durante os primeiros dados obtidos em todos os sensores, representando um período de acomodação das leituras após seu processo de instalação (perfurações com lavagem). Após esse período, os valores medidos apresentaram certo decréscimo, indicando uma tendência à estabilização, passando então por um ajuste à condição não saturada do horizonte em questão. Durante o mês de janeiro/2012 as medidas de pressão de água voltaram a apresentar um pico, estabilizando-se novamente após esse período. As últimas leituras, entretanto, mostraram um ligeiro decréscimo nesses valores no final do mês de abril, seguidas de um acréscimo durante o último dado obtido. Observa-se ainda que em geral todos os sensores apresentaram as mesmas tendências, estando as diferenças associadas apenas à ordem de grandeza dessas medidas.

As variações dos valores de poro-pressão obtidas até então não representam mudanças significativas na altura de coluna d'água. Isso pode ser observado levando-se em consideração

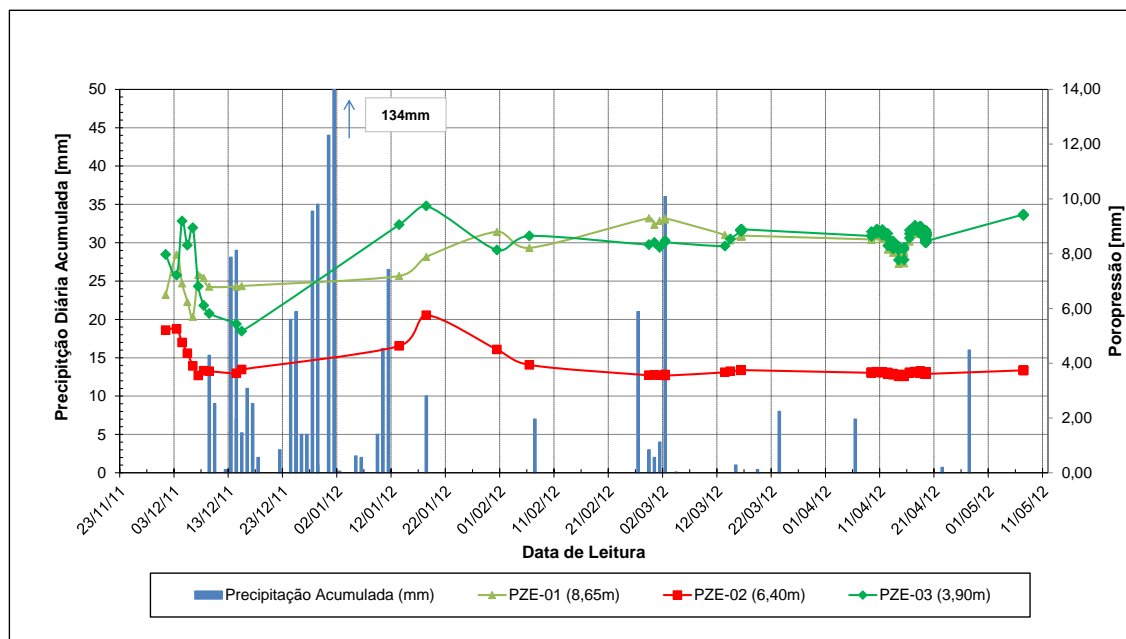
que os mesmos variaram em média 5 kPa o que representa 50 cm de coluna d'água.

Observa-se ainda a não-linearidade desses acréscimos e da ordem de grandeza dos resultados obtidos em relação à profundidade de instalação. Conforme descrito no Capítulo 5, o acompanhamento das variações do nível d'água durante a etapa de instalação dos instrumentos indicou que os piezômetros PZE-02, PZE-03, PZE-05 e PZE-06 estariam posicionados em horizontes não saturados.

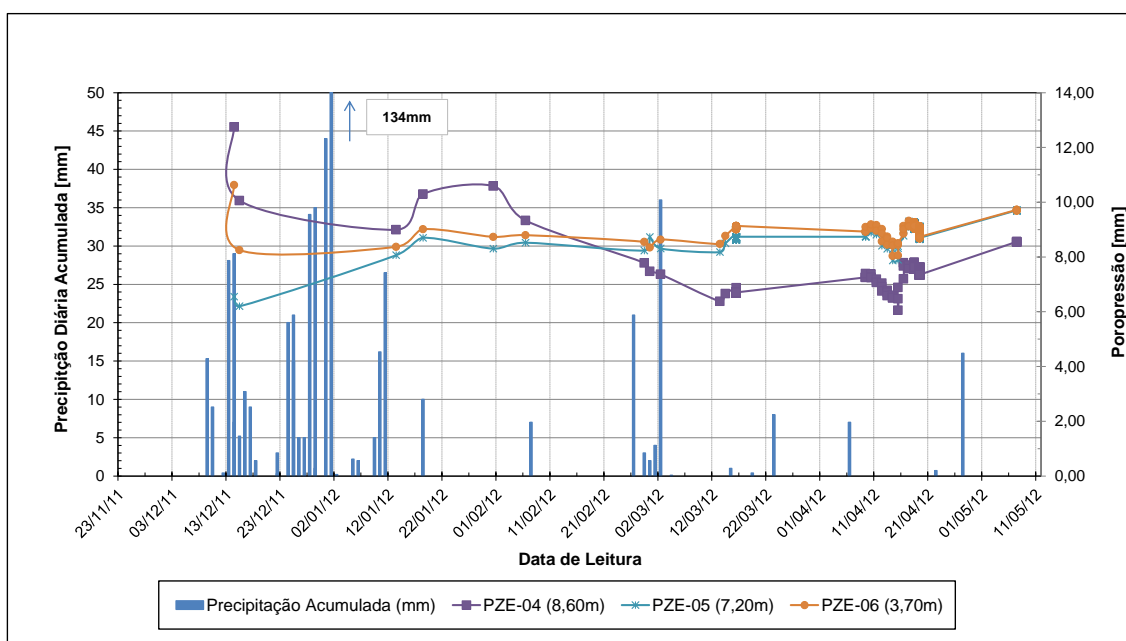
Contudo, a análise das leituras iniciais permite observar o acúmulo de poro-pressões registrado por esses sensores. A interpretação desses dados em conjunto com o perfil de sondagem apresentado no croqui de instalação permite compreender essas variações. Para o PZE-02, por exemplo, tem-se uma camada de areia média siltosa sobreposta à camada de rocha alterada em que o sensor está instalado. A diferença de texturas e, consequentemente o contraste de permeabilidade existente entre essas duas camadas podem ser responsáveis pelo desenvolvimento de poro-pressões. Tais características podem ainda ser observadas durante a interpretação dos valores obtidos com os piezômetros PZE-03, PZE-05 e PZE-06, instalados em uma camada de alteração de rocha sobreposta pelo colúvio arenoso.

Com relação à profundidade de instalação, essas características podem ser atribuídas ao fraturamento da camada de instalação, como pode ser observado para as medidas apresentadas pelos PZE-01 e PZE-02. Verifica-se ainda que a poro-pressão não varia linearmente mesmo quando instalados em uma mesma camada, conforme pode ser observado comparando-se as leituras do PZE-01 e PZE-02 e do PZE-04 e PZE-05, posicionados na camada de rocha alterada. Tais características podem ser atribuídas à drenagens resultantes do próprio fraturamento do maciço, responsável por dissipar parte das poro-pressões geradas.

De modo a aprimorar a interpretação desses dados, os mesmos foram plotados em conjunto com os dados de precipitações registrados na estação de Navegantes. A análise dessas variações foi dividida ainda de acordo com as ilhas em que esses foram instalados (dentro e fora da região de contenção), conforme pode ser observado nas Figuras 112 e 113.



**Figura 112 - Comparativo entre precipitações e variações deporo-pressões ao longo do tempo – PZE-01 a PZE-03**



**Figura 113 - Comparativo entre precipitações e variações de deporo-pressões ao longo do tempo – PZE-04 a PZE-06**

Nota-se uma concentração das precipitações durante o final do mês de dezembro e início de janeiro, com registros contínuos e crescentes que podem ser associados ao pico observado nas deporo-pressões no mês de janeiro, mesmo que estes dois eventos não tenham ocorrido

simultaneamente. Após esse período, foram registradas apenas algumas ocorrências quase isoladas de chuvas, com exceção do início do mês de março, onde ocorreram precipitações ao longo de cinco dias consecutivos, estando as poro-pressões medidas nesse período praticamente constantes. A análise dos dados obtidos com esse comparativo representam ainda a importância da obtenção de registros das precipitações no local de interesse, indicando valores reais de precipitação, ressaltando assim a importância dos dados que serão obtidos com o pluviógrafo.

Com base nessas leituras iniciais pode-se concluir que com a ampliação da série histórica de dados a análise deve ser conduzida observando as variações dos valores de poro-pressões e não apenas em termos de valores absolutos, de maneira a considerar as peculiaridades que constituem o local de instalação desses sensores.

### 6.3. Tensiômetros

O valor da tensão de água no solo é calculado a partir da leitura do tensiômetro, e depende principalmente da profundidade de instalação do instrumento (ponta porosa) no solo. A determinação dos valores efetivos de sucção requer considerar a coluna de água existente no interior dos tensiômetros. A determinação desses valores foi então realizada através da Equação 3 abaixo (EMBRAPA, 1999):

$$T_{as} = L - 0,098h$$

**Equação 3**

Onde:

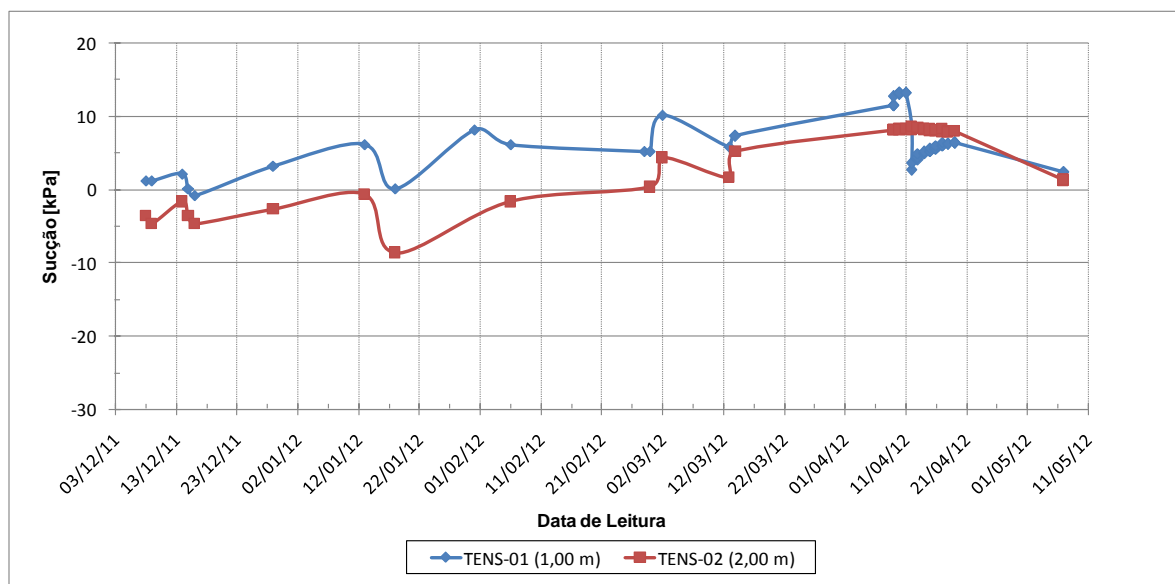
$T_{as}$  é a tensão de água no solo (cbar ou kPa);

$L$  é a leitura do vacuômetro (cbar ou kPa);

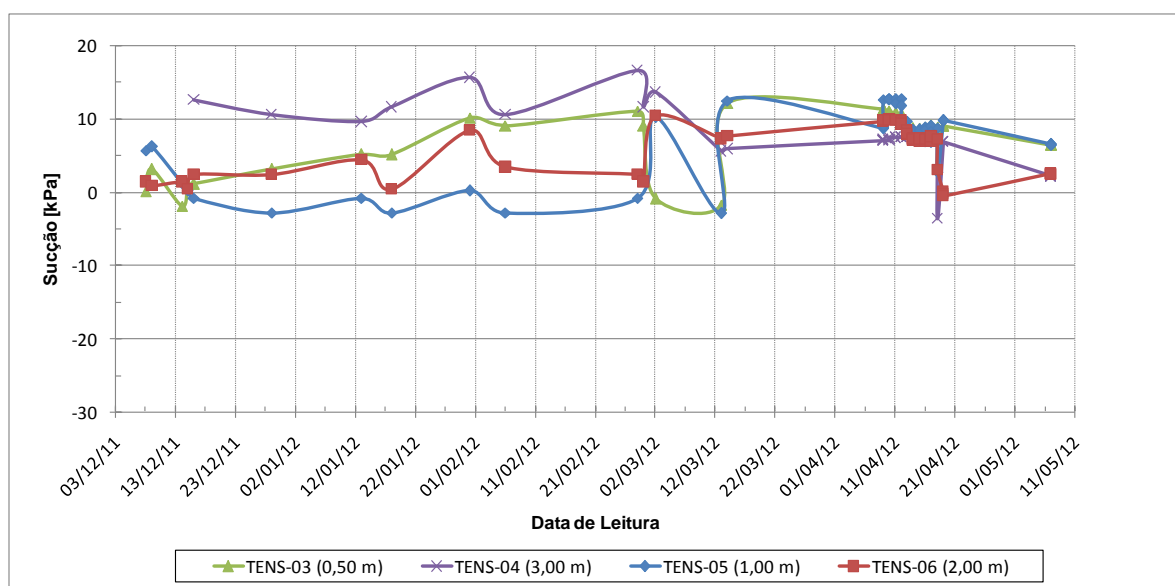
$H$  é a altura da coluna de água no interior do tensiômetro (cm).

Com base nessa equação, as medidas de sucção foram então processadas, sendo possível verificar sua variação ao longo do tempo entre as figuras 114 e 116. Os resultados foram apresentados de acordo com as ilhas instrumentadas, buscando comparar os tensiômetros que estão instalados em um mesmo patamar, conforme descrito no Capítulo 4.

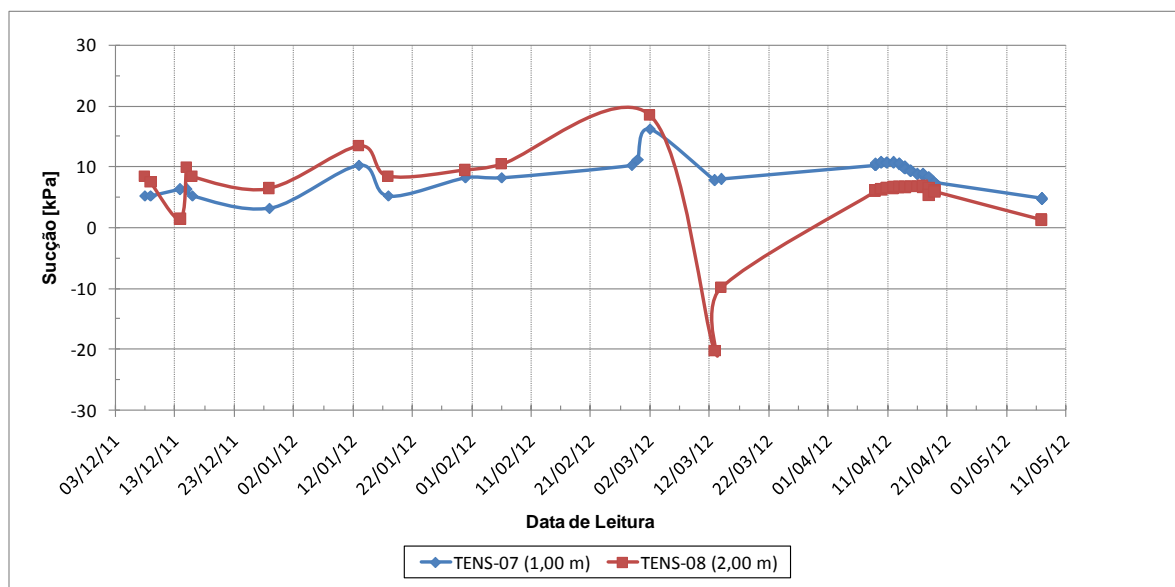




**Figura 114 - Variação dos valores de sucção ao longo do tempo – TENS-01 e TENS-02**



**Figura 115 - Variação dos valores de sucção ao longo do tempo – TENS-03 a TENS-06**

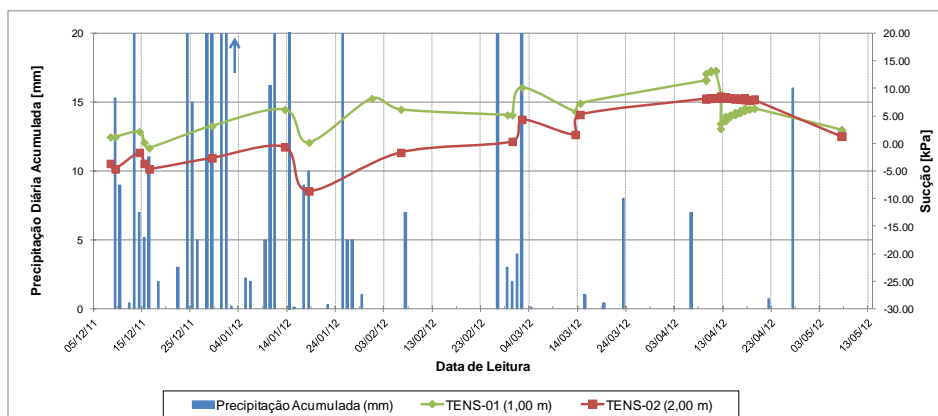


**Figura 116 - Variação dos valores de sucção ao longo do tempo – TENS-07 e TENS-08**

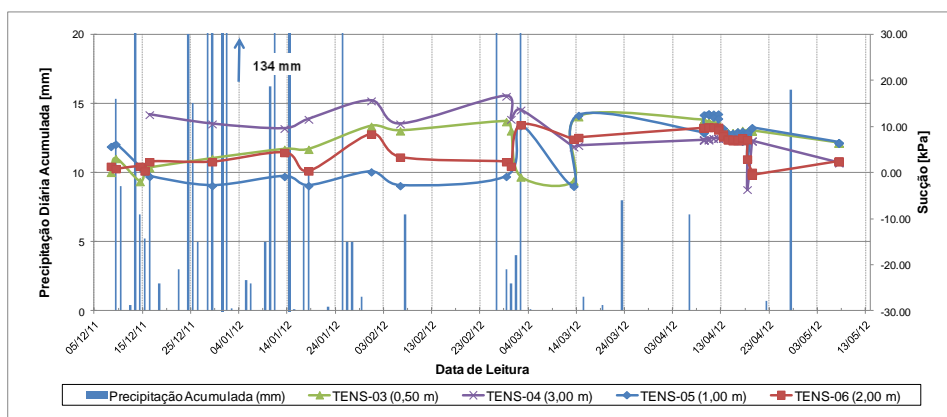
De maneira geral, a variação das medidas de sucção seguiu a mesma tendência para todos os sensores, identificando inclusive decréscimos e acréscimos de sucção durante os mesmos períodos. Observa-se uma queda nas leituras nos dias 18/01 e 13/03/2012, períodos esses correspondentes àqueles em que foram observados os picos nas medidas de poro-pressão.

O intervalo de leituras analisado permite verificar ainda medidas negativas de sucção, representando pressão positiva, ou seja, assim como observado para os piezômetros, ocorre acúmulo de água na camada de instalação desses instrumentos, mesmo posicionados em horizontes supostamente não saturados. A ocorrência dessas leituras foi identificada essencialmente em três sensores: TENS-02 (2,00 m), TENS-05 (1,00 m) e TENS-08 (2,00 m), representando apenas alguns períodos do monitoramento.

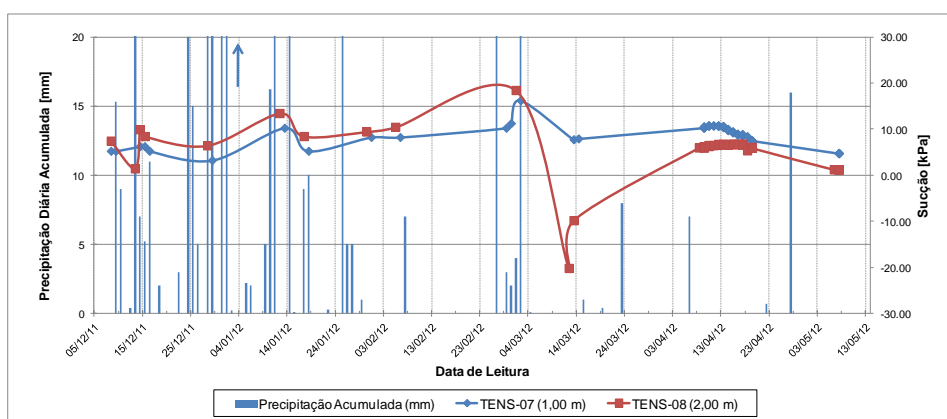
Assim como nas leituras dos piezômetros, a análise dessa variação da sucção ao longo do tempo foi comparada aos dados de precipitações obtidos na estação de Navegantes, conforme pode ser observado entre as figuras 117 a 119.



**Figura 117 - Comparativo entre precipitações e a variação da sucção ao longo do tempo – TENS-01eTENS-02**



**Figura 118 - Comparativo entre precipitações e a variação da sucção ao longo do tempo – TENS-03aTENS-06**



**Figura 119 - Comparativo entre precipitações e a variação da sucção ao longo do tempo – TENS-07eTENS-08**

A análise desses dados permite verificar os decréscimos dos valores de sucção ocorreram em períodos onde houve concentração das precipitações registradas. Verifica-se ainda ocorrências isoladas que não representaram variações na sucção medida. Cabe salientar ainda que a interpretação desses dados em conjunto com os valores medidos pelo pluviógrafo permitirá relacionar a intensidade e duração das chuvas com essas variações, além de representar dados mais confiáveis da região de instalação dos equipamentos.

#### **6.4. Inclinômetros**

Após a instalação dos inclinômetros, procedeu-se a uma primeira leitura (“zero”), utilizando-se um torpedo modelo BK-G da Kyowa. O processamento desses dados resultou em deslocamentos inconsistentes, tornando necessária a substituição do equipamento de leitura. Em 29/02/2012 procedeu-se uma nova leitura zero com outro equipamento, sendo os resultados obtidos bastante satisfatórios. Após essa data, duas novas leituras foram realizadas nos dias 18/04/2012 e 09/05/2012, conforme pode ser observado nos gráficos mostrados na Figura 120.

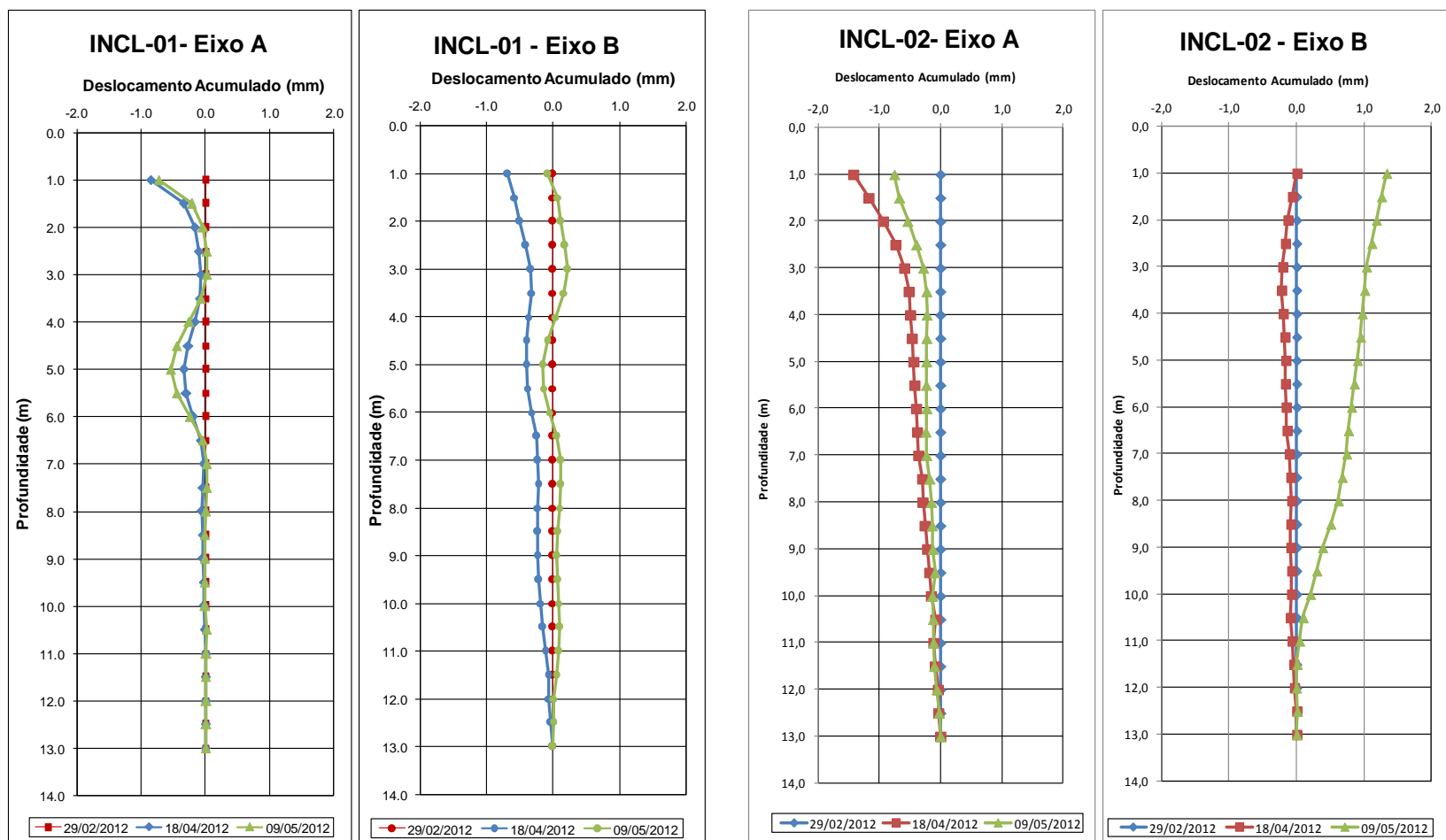
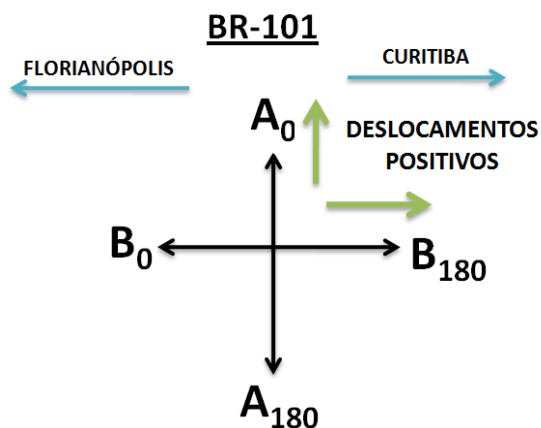


Figura 120 - Leituras iniciais do INCL-01 e INCL-02– Eixos A e B

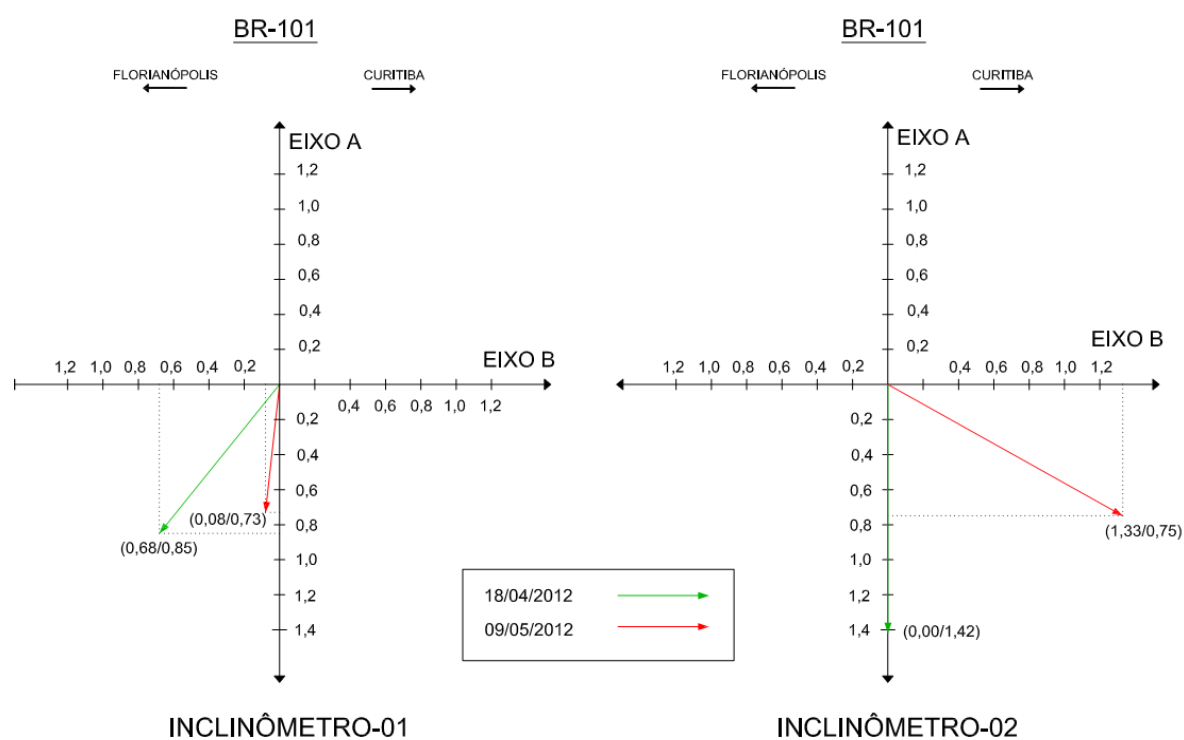
A interpretação das leituras deve considerar que o eixo A dos inclinômetros representa deslocamentos no sentido perpendicular ao talude e o eixo B paralelo ao mesmo. A Figura 121 representa a convenção seguida para a interpretação dos deslocamentos.



**Figura 121 - Interpretação das leituras dos inclinômetros – Sentido dos posicionamentos**

A análise desses dados permite verificar a boa ancoragem dos dois instrumentos, representada pela ausência de deslocamentos nos últimos 3 metros dos gráficos. Verifica-se ainda que não foram observados deslocamentos significativos durante esses períodos, estando o deslocamento máximo na ordem de 1,3 mm (INCL-02). Na Figura 122 são apresentados os vetores de deslocamentos obtidos com essas primeiras leituras. Verifica-se um deslocamento no sentido contrário à BR-101, tendendo para o sentido de Curitiba, possivelmente atribuído à pequenas protensões que foram realizadas nas ancoragens nesse período. É possível ainda verificar uma diferença no comportamento apresentado pelos dois instrumentos, estando aquele instalado fora do sistema de contenção (INCL-02) sujeito à deslocamentos maiores. O período restrito de leituras possibilita validar a instalação destes sensores através da boa ancoragem e consistência apresentada pelos resultados. Ressalta-se que a ampliação da série histórica de dados permitirá a interpretação desses resultados e a confirmação dos deslocamentos medidos.





OBS.: DESLOCAMENTOS EM MILÍMETROS.

**Figura 122 - Vetor de deslocamento**

### 6.5. Células de carga

Assim como os demais instrumentos de corda vibrante que foram instalados, as células de carga têm suas leituras obtidas em dígitos (valor adimensional que representa a unidade lida pelos instrumentos de corda vibrante) e, portanto, apresentam leituras mesmo quando não estão sujeitas a carregamentos. Conforme descrito no item 5.5, as leituras zero fornecidas pelo fabricante foram comparadas a outras efetuadas previamente à sua instalação, resultando em valores muito próximos.

As leituras iniciais obtidas foram então utilizadas como referência para os demais cálculos posteriores de carga. O processamento das leituras, ou seja, a conversão dos valores em dígitos para valores de carga foi realizado através de uma regressão linear, onde a média das leituras de cada célula (cada sensor possui três medidores) foi multiplicada pelo fator de calibração fornecido com a célula de carga, conforme Equação 4 (GEOKON, 2012).

$$L = (R_0 - R_1) \times G$$

**Equação 4**

Onde:

L é carga em tf;

R0 é a leitura sem carga em dígitos (média de todas as medições);

R1 é a leitura atual em dígitos (média dos três valores medidos);

G é o fator de calibração fornecido na Ficha de Calibração.

Cada célula de carga apresenta ainda um termistor que determina a temperatura no momento das leituras. Com isso, é possível corrigir os valores medidos de modo a considerar variações de temperatura. A Equação 5 apresenta essa relação, onde admite-se que na medida em que a temperatura aumenta, a leitura média de todos os sensores decresce cerca de 1,5 dígitos por °C.

$$L = G \times [(R_0 - R_1) + 1,5(T_0 - T_1) \times K]$$

**Equação 5**

Onde:

L é a carga em lbs ou kg;

R<sub>0</sub> é a leitura sem carga em dígitos (média de todas as medições);

R<sub>1</sub> é a leitura atual em dígitos (média de todas as medições);

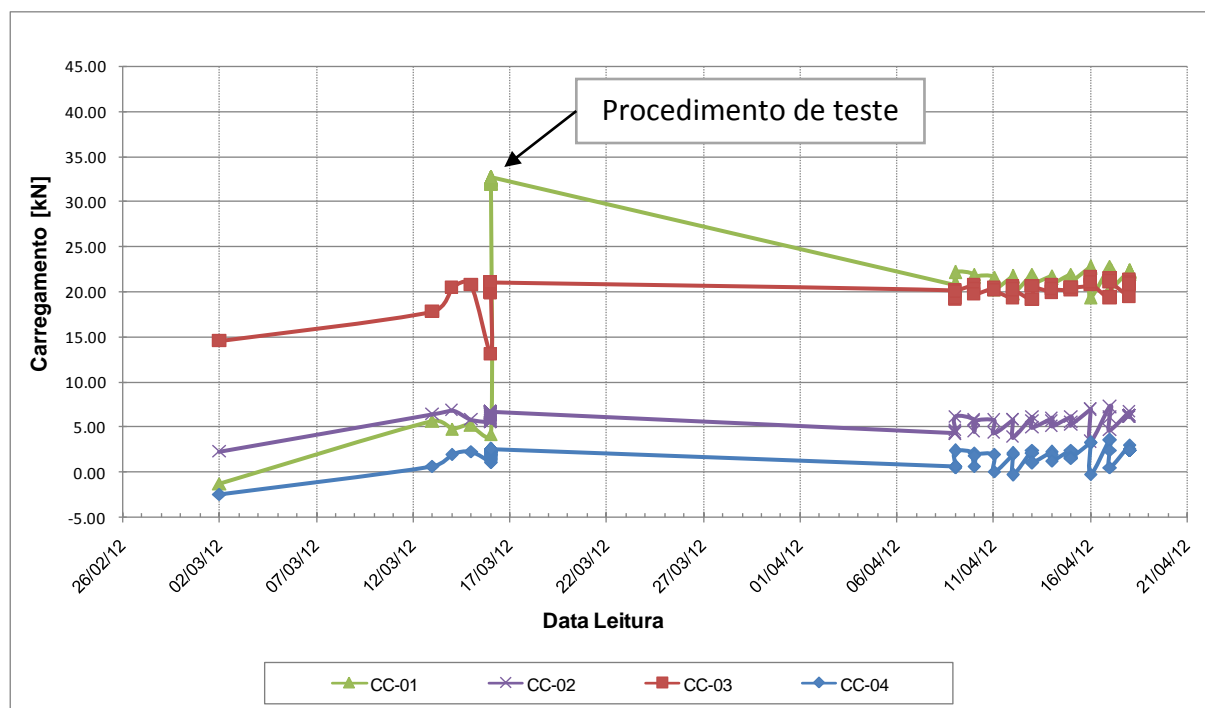
G é o fator de calibração fornecido na Ficha de Calibração;

K é o fator de conversão (opcional), definido para o presente trabalho como  $4,54 \cdot 10^{-4}$  para converter a carga em tf;

T<sub>0</sub> é a temperatura da leitura sem carga em °C;

T<sub>1</sub> é a temperatura atual em °C;

Com base na Equação 5, as leituras foram então processadas, permitindo assim monitorar as variações das cargas nos grampos instrumentados ao longo do tempo, conforme pode ser observado na Figura 123.



**Figura 123 - Variação do carregamento ao longo do tempo nas células de carga**

Os dados obtidos com as leituras iniciais mostraram-se consistentes em relação ao carregamento do sistema de contenção, sendo possível observar que o mesmo ainda não foi tracionado para a carga de projeto, fixada em 50 kN.

É possível identificar ainda certa estabilidade nos carregamentos obtidos, sendo que as células de carga CC-01 e CC-03 apresentaram as maiores solicitações durante esse período. Cabe salientar ainda que o pico nas leituras da CC-01 (16/03/2012) representa um teste realizado para verificar as leituras da célula de carga. Nessa data, foram aplicados torques apenas no grampo em que a mesma está instalada, buscando verificar mudanças nas leituras obtidas. O sensor apresentou respostas imediatas ao carregamento imposto.

## 6.6. Strain gages

O processamento de leitura dos *strain gages* teve início com a determinação da leitura zero, obtida após instalação da barra e injeção da calda de cimento, com o grampo ainda não carregado. Para o modelo de *strain gage* escolhido, as leituras eram obtidas em forma de frequência, sendo preciso convertê-las para *microstrain*, elevando-se esses valores ao

quadrado e multiplicando-os por uma constante fornecida pelo fabricante, obtendo-se assim o valor de  $R_1$ , em *microstrain*. Após isso, utilizou-se a Equação 6 para determinar a deformação aparente, onde valores positivos indicam que os sensores estão submetidos a tensões de tração, e valores negativos significam tensões de compressão.

$$\mu\epsilon_{\text{aparente}} = (R_1 - R_0) \times B \text{ [microstrain]} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

$R_0$  é a leitura inicial realizada antes do carregamento;

$R_1$  é a leitura atual (a ser determinada);

$B$  é o fator de calibração dos *strain gages* fornecido pelo fabricante (0,91 para os sensores utilizados nesse trabalho);

Estes valores de deformações em *microstrain* foram então convertidos em deformações [m/m] através do produto do valor obtido por  $10^{-6}$ . Após isso, determinou-se a tensão atuante nos sensores mediante o uso da Equação 7. A tensão é calculada pelo produto entre a deformação aparente e o Módulo de Young para o aço, que para o presente trabalho é de 210.000 MPa. A variação das leituras ao longo do tempo para cada barra instrumentada é apresentada na Figura 124.

$$\sigma = E \times \epsilon \text{ [MPa]} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

$E$  é o módulo de Young da barra onde os *strain gages* foram instalados em MPa;

$\epsilon$  é a deformação em m/m;

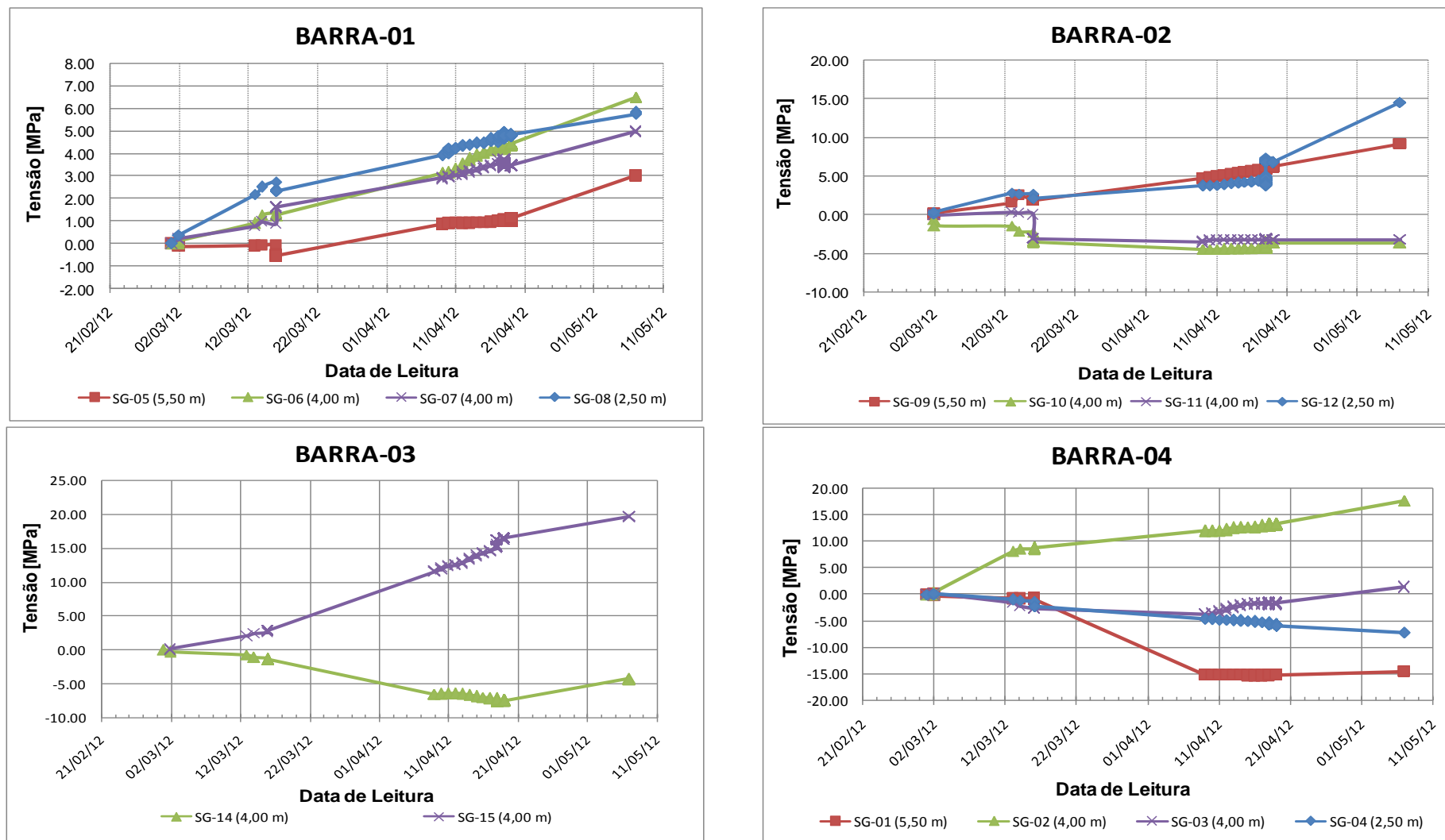
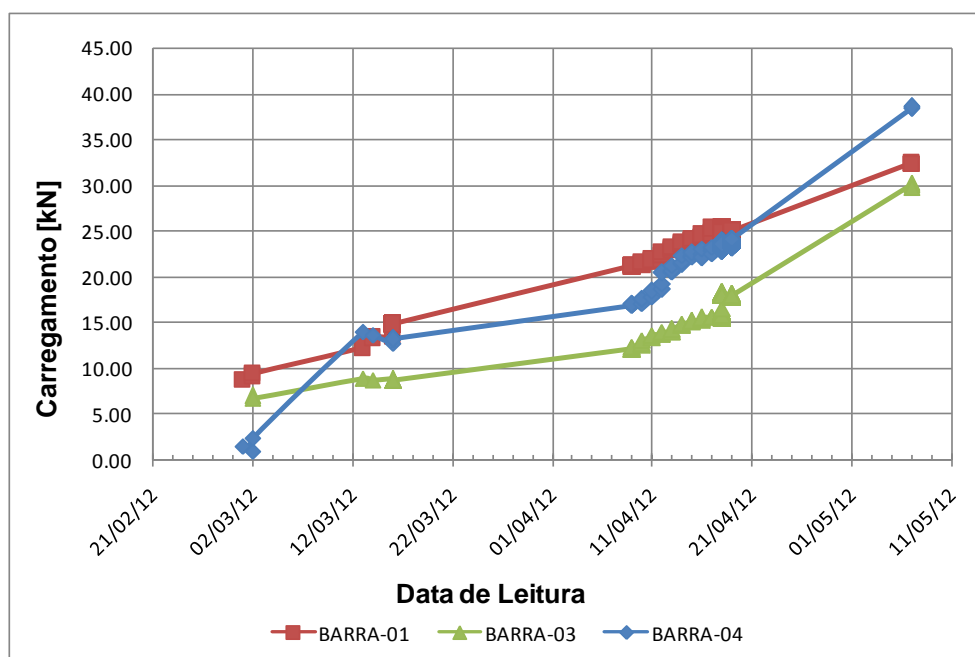


Figura 124 - Variação das leituras dos *strain gages* ao longo do tempo – Barras 1 a 4

Analisando-se os dados obtidos é possível verificar certa tendência de crescimento das leituras. Além disso, o comportamento das barras até o momento mostrou-se linear, com os esforços atuantes ocorrendo de maneira crescente ao longo do tempo.

Com base no procedimento de calibração realizado, foi possível ainda determinar de maneira direta os valores correspondentes de carga para os sensores instalados nas posições intermediárias (diametralmente opostos) conforme pode ser observado na Figura 125. Observa-se que as barras 1, 3 e 4 estão sendo tracionadas com carregamentos crescentes da ordem de 30-40 kN.

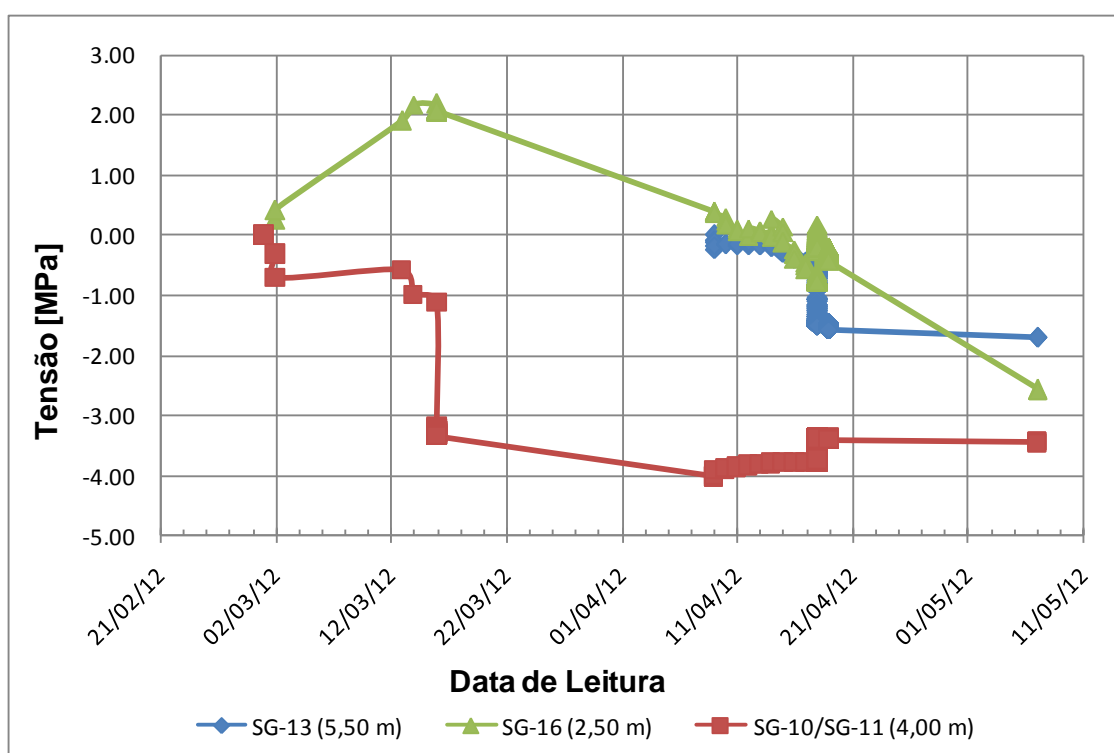
Conforme descrito anteriormente, os grampos ainda não foram carregados de maneira uniforme, sendo possível confirmar essa condição comparando-se esses resultados com os obtidos com as células de carga. Como exemplo, cita-se o carregamento da barra 4 e da CC-04, instaladas em pontos muito próximos da encosta. Enquanto a primeira obteve leituras na ordem de 38 kN a CC-04 apresentou carregamentos na faixa de 22 kN.



**Figura 125 - Determinação de carregamentos ao longo do tempo**



A análise inicial dos dados dos *strain gages* sugere ainda possíveis anomalias nas leituras dos sensores SG-13, SG-16 e SG-10/SG-11, conforme pode ser observado na Figura 126. Para os sensores diametralmente opostos, observa-se que a média entre as leituras indica a compressão da barra, resultado este a princípio não compatível com as solicitações reais. O processamento das leituras do SG-16 indicou ainda esforços de tração durante as primeiras leituras, seguido de um descarregamento, estando as leituras atuais caracterizando esforços de compressão. As leituras obtidas com o SG-13 resultaram ainda em variações muito altas, optando-se assim por desconsiderar os dados obtidos até o dia 09/04/2012. A análise do comportamento desses sensores poderá ser aprofundada à medida que uma série histórica consistente for obtida com a continuidade do monitoramento.



**Figura 126 - Leituras com possíveis anomalias**

### 6.7. Crackmeters

Após a instalação foi realizada uma leitura zero para cada *crackmeter*, sendo estes valores utilizados como referência para os cálculos posteriores de deformação da tela. Assim como os demais instrumentos de corda vibrante, as unidades básicas utilizadas pela Geokon para medição dos dados são "dígitos". Para converter as leituras de dígitos em carga, a diferença entre as leituras atual e inicial deve ser multiplicada pelo fator de calibração fornecido com cada *crackmeter*, sendo ainda corrigidas de acordo com a variação de temperatura conforme Equação 8 (GEOKON, 2012).

$$D_{\text{corrigida}} = ((R_0 - R_1) \times G) + ((T_1 - T_0) \times K) \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

$T_1$  é a temperatura atual;

$T_0$  é a temperatura inicial;

K é o coeficiente térmico (ver Equação 9).

O coeficiente térmico k descrito na Equação 8 foi então calculado de acordo com a Equação 9 (GEOKON, 2012).

$$K = ((R_1 \times M) + B) \times G \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

M é o fator Multiplicador do sensor escolhido conforme Tabela 8;

B é uma constante para o *crackmeter* escolhido conforme Tabela 8.

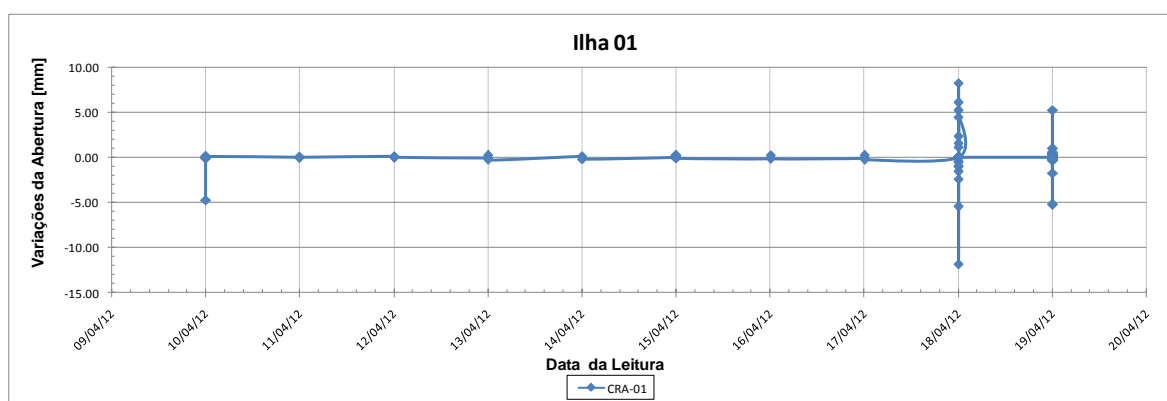
A Tabela 8 apresenta os fatores definidos para o *crackmeter* modelo 4420 (GEOKON, 2012):

**Tabela 8 - Constantes de Cálculo do Coeficiente Térmico do *Crackmeter***

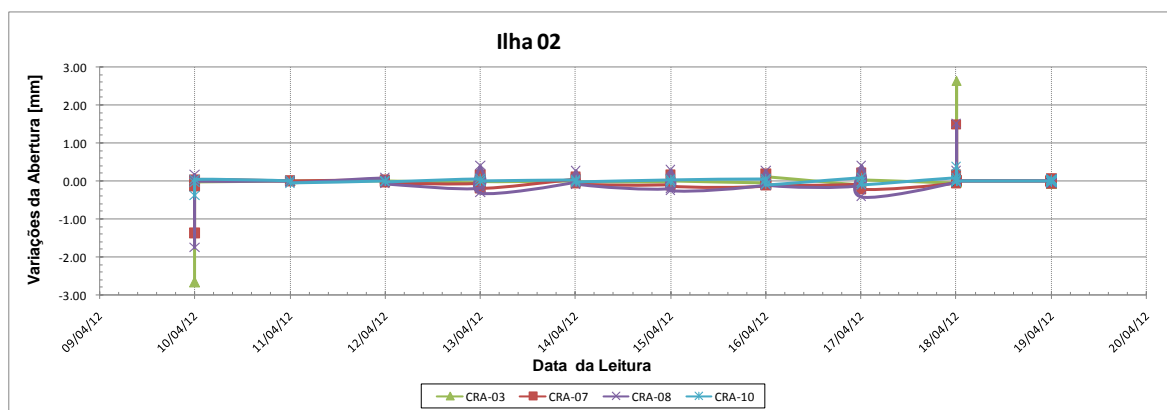
FONTE: Adaptado de GEOKON (2012)

Modelo	4420-100 mm
Multiplicador M	0,000192
Constante B	0,669

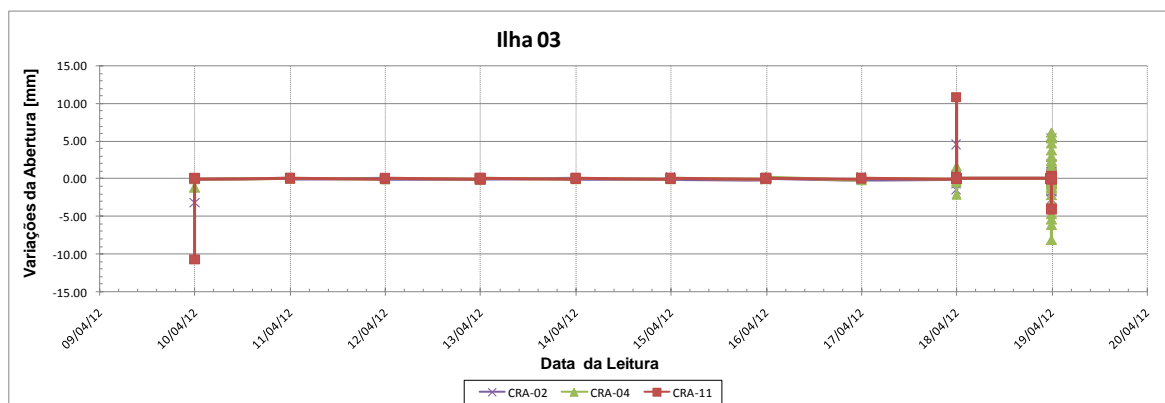
Com base no procedimento descrito foi possível processar os dados obtidos com as leituras dos *crackmeters* de maneira a analisar variações em sua abertura ao longo do tempo. Conforme descrito durante a seleção desse sensor, o arranjo foi definido de modo a se obter ilhas de monitoramento, sendo esses resultados apresentados entre as figuras 127 e 130. Variações negativas representam que o eixo sofreu redução em seu comprimento em relação à distância inicial, e, consequentemente, as positivas representam o aumento do eixo do equipamento.



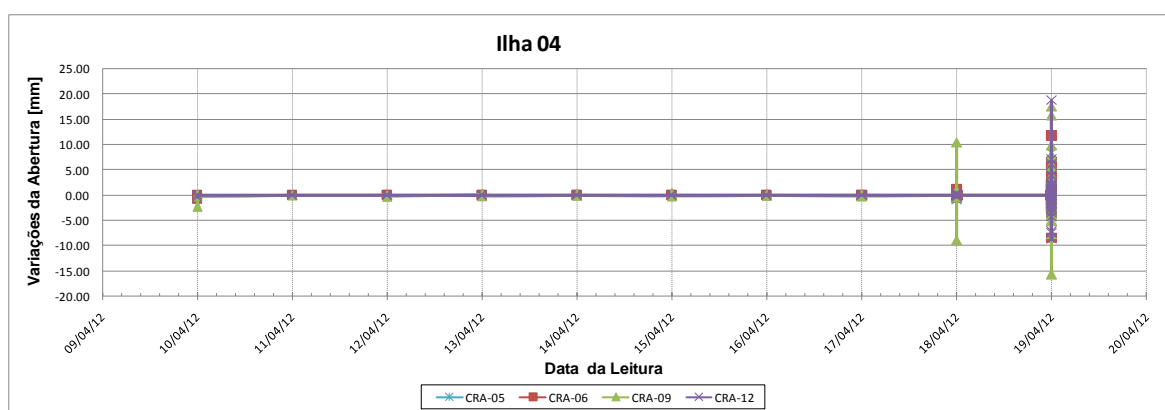
**Figura 127 - Variação da abertura dos *crackmeters* em relação ao tempo – Ilha 01**



**Figura 128 - Variação da abertura dos *crackmeters* em relação ao tempo – Ilha 02**



**Figura 129 - Variação da abertura dos *crackmeters* em relação ao tempo – Ilha 03**



**Figura 130 - Variação da abertura dos *crackmeters* em relação ao tempo – Ilha 04**

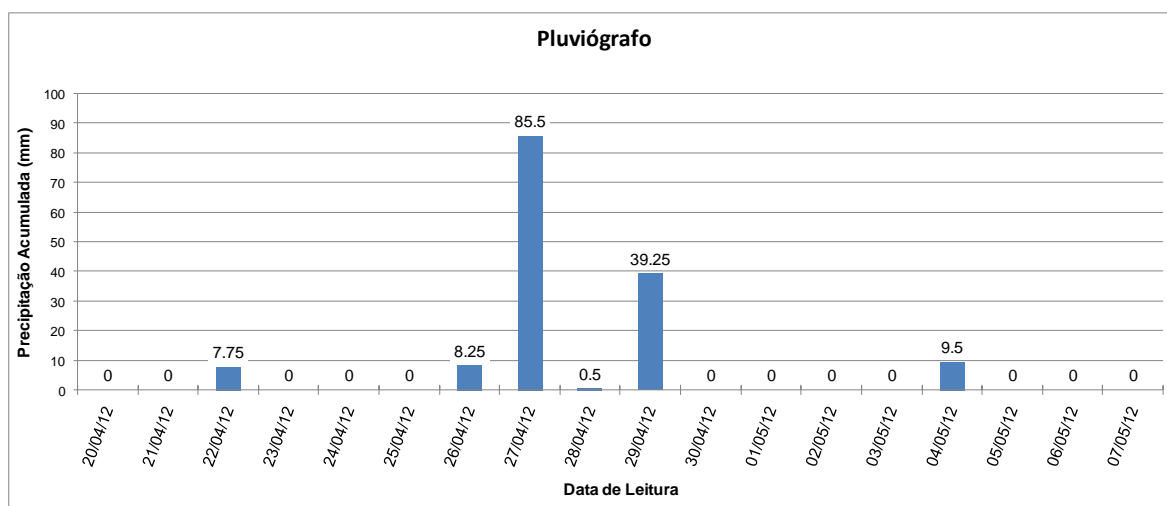
A análise das leituras iniciais obtidas com esses sensores permite verificar a funcionalidade dos instrumentos instalados através do registro de variações na abertura dos *crackmeters* que representam deslocamentos da tela metálica flexível. As variações registradas concentraram-se nos dias 10, 18 e 19/04. Os pequenos deslocamentos registrados durante o dia 10 representam possivelmente movimentações de pessoal sobre a tela metálica para protensão de algumas ancoragens. Durante os dias 18 e 19 foram aplicados ainda carregamentos em alguns grampos localizados próximos à esses sensores, de maneira a verificar a sua funcionalidade.

Com isso, conclui-se que os sensores foram instalados de maneira adequada, sendo possível verificar ainda a precisão dos resultados obtidos com suas leituras. A análise de eventuais solicitações na tela metálica devido a movimentações no sistema de contenção deverá ser

realizada após a aplicação do torque em todas as ancoragens, estando, nesse momento a tela condicionada a uma nova condição de “leitura zero” que servirá de referência para novos deslocamentos.

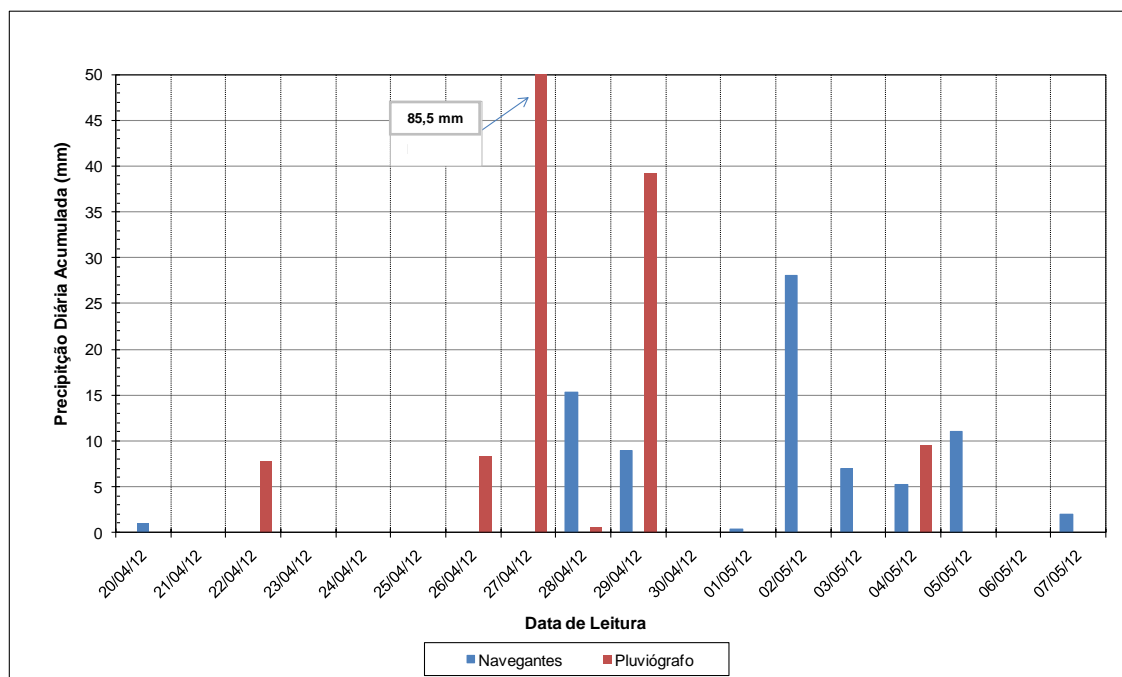
### 6.8. Pluviógrafo

O pluviógrafo escolhido registra eventos (data e hora de ocorrência) ocorridos a cada 0,25 mm de chuva, que é a capacidade das caçambas basculantes que compõem o equipamento. Com base nesses dados é possível então definir o volume de chuva precipitado por dia e analisar sua variação ao longo do tempo. A Figura 131 representa os dados obtidos até o momento.



**Figura 131 - Precipitações diárias acumuladas com o pluviógrafo instalado**

Durante o período em que foi possível obter os dados de precipitação com o pluviógrafo, o sistema de aquisição de dados estava sendo reconfigurado, logo não foram registradas as leituras dos instrumentos a ele conectados. Com isso, a análise da variação de poro-pressão e sucção em relação à precipitações foi realizada com base em dados obtidos na cidade de Navegantes (CPTEC, 2012). De modo a verificar a correspondência desses dados com a chuva medida no pluviógrafo no mesmo período, esses dados foram plotados em um mesmo gráfico como pode ser observado na Figura 132.

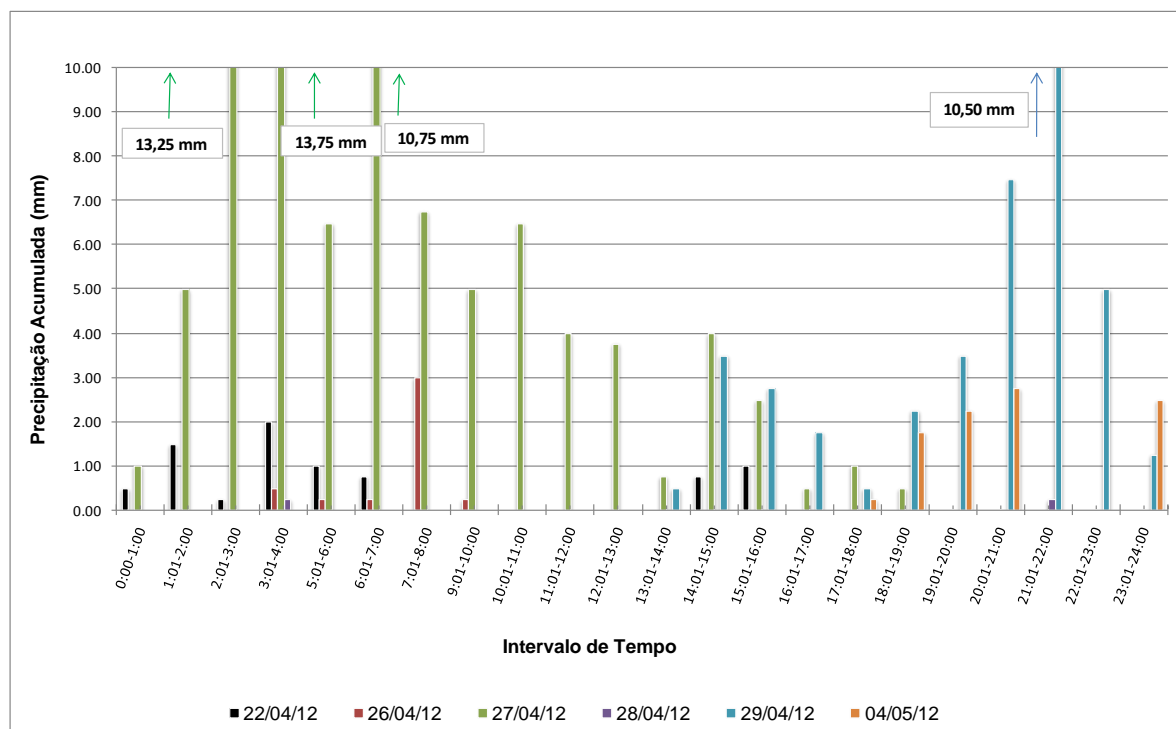


**Figura 132 - Comparativo entre as precipitações diárias acumuladas medidas com o pluviógrafo e na estação de Navegantes**

A análise desses dados permite verificar a importância da instalação de um sistema de registros de precipitações no local de interesse, tendo em vista as divergências observadas no comparativo apresentado. Recomenda-se uma análise com uma série de dados contínua em um período de tempo maior, podendo assim fundamentar essas correlações. Cabe salientar ainda que durante o período monitorado não foram registrados grandes volumes de chuva, sendo o pico registrado no dia 31/12/11, registrando o correspondente a 134 mm na estação de Navegantes. Considerando o período monitorado pelo pluviógrafo, o pico foi registrado no dia 27/04 com 85,5 mm de chuva acumulada ao longo do dia. De acordo com dados apresentados em uma nota técnica emitida pelo CIRAM (2009) durante o período de chuvas ocorrido em Novembro de 2008 foram registrados no Vale do Itajaí precipitações acumuladas máximas entre 100 e 300 mm entre os dias 20 e 24.

Conforme descrito no item 4.2.2, a instalação de pluviógrafos permite verificar ainda duração e intensidade de cada ocorrência de chuva. A Figura 133 representa a evolução das precipitações registradas ao longo do dia.





**Figura 133 - Evolução das precipitações ao longo do dia**

Com base nesses dados, é possível verificar que as precipitações não foram constantes ao longo do dia, estando os menores registros durante o período da tarde. Observa-se ainda que estes eventos concentram-se normalmente em um período. Essas informações podem ser muito úteis para compreender grandes variações de outros parâmetros (poro-pressão, sucção, deslocamentos), bem como identificar o tempo de resposta dos instrumentos em relação aos diversos tipos de chuvas (frontais, orográficas e convectivas).

## **7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

### **7.1. Conclusões**

A concepção e desenvolvimento do plano de monitoramento proposto teve como um dos motivadores a complexidade característica do subsolo local, cuja formação litológica foi definida pela ocorrência de um corpo intrusivo de Granito alinhado na direção NE-SW no Migmatito Morro do Boi. Nessa mesma direção está o sistema de fraturas mais frequente na encosta, responsável pela ocorrência de fraturas de cisalhamento verticais ou subverticais. Zonas de cisalhamento métricas afetam o granito e os migmatitos, algumas delas no contato entre as duas unidades. O sistema de fraturas NE-SW está associado ainda a falhas transcorrentes, que provocam movimentos horizontais de eixos de maior tensão e maior alívio na horizontal, bem como queda de blocos em taludes expostos. Foram observados ainda outros três sistemas de fraturamento, sendo a interseção desses caracterizada pela formação de regiões de instabilidade principalmente em regiões inclinadas, aumentando o risco de tombamentos de blocos muito irregulares em termos de forma e tamanho.

Estes conjuntos de fraturas associam-se ainda à ocorrência de deslizamentos translacionais ou em cunha, estando os primeiros relacionados aos sistemas NE-SW e NW-SE. Em particular, na região do Morro do Boi ocorrem deslizamentos superficiais, no contato solo e rocha subjacente ou ao longo de planos de descontinuidade presentes nos maciços rochosos, concordantes com a declividade das encostas. Concluiu-se ainda que a permeabilidade do maciço rochoso é de natureza secundária, ou seja, controlada por fraturas, especialmente as de alívio de pressão, geralmente dispostas paralelamente às encostas.

Buscou-se ainda verificar o comportamento da solução de estabilização proposta, ainda não aplicada para contenção de massas coluvionares e/ou de talus. Para tal, a instrumentação proposta permitiu avaliar não apenas parâmetros geotécnicos e ambientais usualmente apresentados em projetos de instrumentação, mas também os esforços atuantes nos grampos, bem como deslocamentos identificados na tela de proteção que compõe o sistema.

A implantação do plano de monitoramento proposto, composto por um arranjo denso e diversificado é complexa, exigindo um planejamento detalhado e específico que deve considerar as características geológica-geotécnicas do local de instalação, histórico de movimentações bem como a delimitação dos objetivos do monitoramento proposto. Para tal,

foi preciso identificar as principais questões a serem respondidas verificando sua adequação de cada sensor para a finalidade proposta.

A etapa de implantação do sistema teve ainda fundamental importância para garantir a representatividade e qualidade das respostas obtidas. A análise dos dados obtidos com as novas investigações realizadas permitiu caracterizar a estratigrafia da região escolhida para instalação dos sensores de maneira mais específica, sendo o posicionamento e profundidade dos instrumentos geotécnicos (piezômetros, inclinômetros e tensiômetros) definido em função das camadas de interesse.

Cabe salientar ainda os desafios encontrados entre a etapa de implantação e o completo funcionamento do sistema. A configuração do sistema de aquisição de dados para permitir a leitura dos dados dos tensiômetros apresentou resultados satisfatórios em relação àqueles obtidos com o manômetro. Constatou-se, entretanto, a necessidade da obtenção de uma fonte de energia extra ao sistema, sendo indicada a avaliação de um sistema de alimentação solar para alimentar as baterias. O alto consumo de energia está relacionado ao sinal de saída desses instrumentos em corrente, o que não ocorre para os instrumentos de corda vibrante, que possuem leituras através de frequência.

Em meio a diversos instrumentos eletrônicos com um alto nível de suscetibilidade à danos, o único cujas leituras foram inviabilizadas durante esse período foi o piezômetro Casagrande. Apesar da simplicidade construtiva e robustez característica desse instrumento, a obstrução do tubo de leituras impossibilitou a aquisição de dados a partir da segunda quinzena do mês de Janeiro/2012.

A implantação do sistema de monitoramento foi realizada concomitantemente às perfurações e injeções das ancoragens e ao posicionamento da tela metálica. A execução dessa etapa compreendeu cuidados para evitar que essas operações e consequentemente as movimentações das equipes envolvidas interferissem nos valores medidos pelos sensores ou causassem danos em sua estrutura (medidor e cabeamento). A experiência adquirida com o desenvolvimento desse trabalho serve ainda de *background* para o desenvolvimento de novos projetos de instrumentação, ainda que sejam localizados em encostas de Serra do Mar.

A análise das leituras iniciais permitiu validar o plano de monitoramento proposto, sendo possível ainda definir algumas características peculiares às leituras de cada sensor. Com

respeito a solução de estabilização, as leituras iniciais obtidas nos grampos com células de carga e *strain gages* mostraram a adequação das ancoragens e provavelmente a adequação do sistema. Além disso, há indícios nas informações advindas dos inclinômetros que mostraram-se consistentes com as operações de protensões leves nas ancoragens, indicando deslocamentos na direção contrária a rodovia.

As variações de poro-pressão não se mostraram significativas, particularmente na região de rocha alterada fraturada. Tais características podem ser atribuídas à drenagens resultantes do próprio fraturamento do maciço. Por outro lado, a presença de camadas com texturas e provavelmente permeabilidades contrastantes indica que poro-pressões positivas podem se desenvolver em porções localizadas do maciço mesmo em horizontes supostamente não saturados. O comportamento observado tanto nos piezômetros como nos tensiômetros sustenta essas premissas.

Os esforços observados no topo das ancoragens mostraram-se coerentes, sendo possível atestar a sensibilidade destes sensores que, quando submetidos à variações de carregamento apresentaram respostas imediatas em suas leituras. O carregamento do sistema de estabilização pôde ainda ser avaliado pelas leituras obtidas com os *strain gages*, sendo observados esforços de tração da ordem de 30-40 kN. Com relação aos deslocamentos da tela metálica, as respostas obtidas com os *crackmeters* durante o período de monitoramento validam a sua instalação, sendo possível verificar ainda que a magnitude das variações de deslocamento foram consistentes com a flexibilidade da tela.

Os dados monitorados pelo pluviógrafo ilustraram a necessidade de se implantar estações em locais de interesse específico. No presente estudo, a comparação das leituras obtidas com esse instrumentos com dados de uma estação meteorológica em Navegantes evidenciaram esse aspecto.

Por fim, deve-se observar que as leituras obtidas no transcurso da presente pesquisa representam um período restrito de dados. O aprofundamento do entendimento das condicionantes ambientais, geotécnicas e estruturais implantadas requerem sua continuidade, estando previsto o monitoramento até mar/2013, existindo inclusive a expectativa de se estender as leituras até 2014.

## **7.2. Sugestões para trabalhos futuros**

Os resultados obtidos com o desenvolvimento dessa pesquisa permitem levantar algumas questões que podem ser objeto de estudos futuros. São elas:

- Análise dos dados ao longo do tempo, buscando a definição de parâmetros de alerta para a encosta em questão;
- Modelagem computacional do sistema de contenção para análise de segurança, de modo a verificar as dimensões e espaçamentos executados;
- Realização de ensaios laboratoriais e sondagens indiretas para aprimorar o entendimento do subsolo local, auxiliando também na modelagem computacional.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Guia para a Expressão da Incerteza de Medição**. 3 ed. Rio de Janeiro. ABNT, INMETRO, 120P. 2003.

AFFONSO, H. M. M. **Instrumentação para medir deslocamentos em barragens de enrocamento**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC – Rio, Rio de Janeiro, 2005.

ALMEIDA, F. F. M.; CARNEIRO, C. D.R.. Origem e evolução da Serra do Mar. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 28 , n. 2, p.135-150 , 1998.

ALVES, A. **Análise de dados hidrológicos da região do município de Alfredo Wagner/SC**. Monografia (Graduação). Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental. Florianópolis. 2004.

ANTONIO, C. A. A. **Geoestatística aplicada à acumulação da precipitação pluviométrica com radar meteorológico**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Ciências Agrônômicas da Unesp, Botucatu, 2007.

ATICO – Advanced Technocracy Inc. **Scientific Accessories**. Disponível em: <<http://www.electronicinstrumentsmanufacturer.com/scientific-accessories.html>> Acesso em: Março/2012.

BIANCHINI, M. R. **Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo/RS**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CERQUEIRA, J. L. R. P. **Estudo Radiometeorológico da Região Amazônica**. Tese (Doutorado) – Pós-Graduação em Engenharia Elétrica da PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2006.

CIRAM – Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina. **As chuvas de novembro de 2008 em Santa Catarina: um estudo de caso visando à melhoria do monitoramento e da previsão de eventos extremos**. Nota Técnica. 2009.

CONTRERAS, I A.; GROSSER, A. T.; VER STRATE, R. H. **The Use of the Fully-grouted Method for Piezometer Installation Part 1**. Geotechnical News, June 2008.



COPEL (2011). **Haste de aterramento de aço-cobre modelo NTC 917040**. Disponível em: [http://www.copel.com/hpcopel/normas/ntcArquivos.nsf/77987DC943A64EEA032576CD00725FB0/\\$FILE/917040.pdf](http://www.copel.com/hpcopel/normas/ntcArquivos.nsf/77987DC943A64EEA032576CD00725FB0/$FILE/917040.pdf). Acesso em Dezembro/2011.

COSTA, G. S.; COSTA, W. T.; NETO, A. A. B. Desenvolvimento de sistema para aquisição contínua de registros pluviométricos. In: JORNADA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA DO CEFETES, 3., JORNADA DE INICIAÇÃO EM DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO E INOVAÇÃO, 1., 2008, Vitória. **Anais...** Vitória: 2008.

CPTEC – Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos. **Precipitações diárias em Navegantes – SC.** . Disponível em: <<http://bancodedados.cptec.inpe.br/>>. Acesso em Maio de 2012.

CRUZ, P.T.. **100 barragens brasileiras**: casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DENARDIN, A. P. **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de teutônia, RS**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

DEUTSCHES - Deutsches Museum. **Count the Raindrops**. 2012. Disponível em: <<http://www.deutsches-museum.de/en/exhibitions/museum-island/museum-tower/weather/precipitation/>>. Acesso em: Fev/2012.

DIENE, A. A.; MAHLER, C. F. Um instrumento para medida de potencial matricial nos solos sem ocorrência de cavitação. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**. Junho de 2007.

DULNIK, P. R. **Elaboração de um pluviógrafo com sensor ótico**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Cascavel, 2006.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. Ed. John Wiley and Sons, 1988.

DGSI – Durham Geo Slope Indicator. **Piezometers**. Disponível em: <<http://www.slopeindicator.com/instruments/piezo-intro.html> >. Acesso em: Ago/2012.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Tensiômetro: dispositivo prático para controle da irrigação**. Circular Técnica nº 001. Planaltina. 1999.

FIORI, A. P.. **II Relatório Interno de Pesquisa.** Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT. Projeto 03. Curitiba, 2011.

FIORI, A. P.. **IV Relatório Interno de Pesquisa.** Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT. Projeto 03. Curitiba, 2012.

FONSECA, A. R. **Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica – Estudo de caso das barragens da UHE São Simão.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

FRANCO, B. O. M. **Uso de sistema computacional em projeto de solo grampeado.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

GEOBRUGG (2011). **TECCO ® - Slope Stabilization.** Geobrugg AG Protection Systems. Disponível em: <<http://www.geobrugg.com/contento/English/Home/Slopestabilizationmeshsystem/tabid/2061/Default.aspx>>. Acesso em: Maio/2011.

GEOKON. **Products.** Geokon, Incorporated. Disponível em <<http://geokon.com/products/>>. Acesso em: Outubro/2011.

GODOI, C. S.; MACCARINI, M.; ESPÍNDOLA, M. S.; GRANDO, A. Análise de instrumentação de encosta após a ocorrência de deslizamento de solo na cidade de Santo Amaro da Imperatriz – SC. In: GEOSUL, 7., 2010, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: GEOSUL, 2010.

GOOGLE. Programa Google Earth. 2011.

G4U ENGENHARIA. **MC-07-101-SC-140-7-C05-001.** Projeto de CONTENÇÃO – Memória de Cálculo da CONTENÇÃO de Estrutura de Corte no km 140+700 da Rodovia BR-101/SC. 2010.

HELLO TRADE – Global Trade Search Engine. **Tensiometers.** Disponível em: <<http://www.hellotrade.com/mmml-mosler-tech-support/tensiometer.html>>. Acesso em: Março/2012.

HILLEL, D. **Soil Water – Physical Principles and Processes.** Cap. 1-5. New York: Academic Press, 1971.

HUNT, R. E. **Geotechnical engineering investigation handbook.** 2 ed. Editora Taylor e Francis, 2004.

HYDROLOGICAL SERVICES. **TB4 Tipping Bucket Rain Gauge Model TB4.**

Hydrological Services Pty Ltd . Disponível em <<http://www.hydroserv.com.au/products/tb4.asp>>. Acesso em: Maio/2011.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Taludes de Rodovias – Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, 1991.

IRROMETER. **Soil Moisture Basics – Irrometer Tensiometer**. Disponível em: <http://www.irrometer.com/basics.html>. Acesso em Março/2012.

JESUS, A. C.. **Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

KIM, J.; JEONG, S.; PARK, S.; SHARMA, J. Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils. **Engineering Geology**, v. 75, p. 251-262, 2004

KORMANN, A. C.M.; SESTREM, L. P.; ASAKAWA, S. **Avaliações de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea instrumentada**. In: WORKSHOP DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO NAS CONCESSÕES RODOVIÁRIAS, 7., 2011, Brasília. **Anais...**, p. 8-9, Brasília: RDT, 2011.

KUCHLER, O. A.; SILVA, A. C. T.; MODRO, N. R.; MARTINS, J. E. M. P. Sistema para aquisição de dados pluviométricos. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 30., 2010, São Carlos. **Anais...** São Carlos: ENEP, 2010.

LEINZ, V.. **Glossário geológico**. 2. ed. São Paulo: Editora Nacional. 1977.

LINHARES, R. M. **Análise de estabilidade de talude rodoviário em solo residual**. Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

LIMA, A. P.. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2007.

LOPES, A. P. R. **Mapeamento do potencial de instabilização de taludes rodoviários usando SIG e seções geológico-geotécnicas de campo com aplicação na rodovia SP-310**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 2007.

LUMB, P. Slope failures in Hong Kong. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v.8, p. 31-65, 1975.

MACHADO, W. G. F. **Monitoramento de barragens de contenção de rejeitos da mineração**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo, São Paulo, 2007.

MARINHO, F.A.M.; PINTO, L.C.S. Soil suction measurement using a tensiometer. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENT IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Balkema, Rotterdam. **Anais...**, p. 249-254, Rotterdam, 1997.

MARINHO, F. A. M. **Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados**. Texto (Livre-Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MASSAD, F. **Obras de terra – Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MATSUDA, H.; SHIMIZU, N. Assessment of rock slope stability based on the three-dimensional continuous displacement monitoring by Global Positioning System. **International Journal of the JCRM**. 2006.

MATTOS, T. B. **Retroanálise de ruptura planar em talude rodoviário – BR 101 Rodovia Rio Santos**. Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

MENDES, R. M. **Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP)**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

MOLINARI, D. C. Hidrologia superficial em encostas: infiltração de água e movimentos de massa - o caso da fazenda caipuru - Presidente Figueiredo – Amazonas. *Revista Discente Expressões Geográficas*, n. 01, p. 57-71. Florianópolis, Junho de 2005.

NETO, O. F. **Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 2008.

NIZ, M. A. K. **Análise da viabilidade da medição de níveis peзомétricos por meio da técnica de borbulhamento**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

NOVALYNX. **260-2500 Tipping Bucket Rain Gauge**. 2012. Disponível em: <<http://www.novalynx.com/260-2500.html>>. Acesso em: Fevereiro/2012.

OSAKO, C. I. **A manutenção dos drenos nas fundações de barragens - O caso da Usina Hidrelétrica de Itaipu.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Curitiba, 2002.

PINTO, C. S.; GOBARA, W. Propriedades dos solos residuais. In: MESA REDONDA SOLOS DO INTERIOR DE SÃO PAULO, 1993, São Paulo. **Anais...**, p.95-142, São Paulo: ABMS-NRSP/EESC-USP, 1993.

PLUVIOMETROS. **Pluviômetro tipo Ville De Paris HD 307.** Disponível em: <<http://www.pluviometros.com.br/villeaco.htm>>. Acesso em: Fev/2012.

PSF – Portal São Francisco. **Chuvas.** Disponível em: <<http://www.portalsaofrancisco.com.br/alfa/chuvas/chuvas.php>>. Acesso em: Fev/2012.

RAMOS, D. T. **Aplicação de Eletrônicos para Obtenção das Deflexões e dos Momentos Fletores na Face de Concreto de Barragens de Enrocamento.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2009.

RAHARDJO, H.; LEE, T.T.; LEONG, E.C. Response of a residual soil slope to rainfall. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, p. 340-351, 2006.

RIDLEY, A.M.;BURLAND, J.B. A new instrument for measuring soil moisture suction. **Geotechnique**, v. 43, p. 321- 324, 1993.

RIZZO, S. M. **Monitoramento das escavações de uma área de rejeito de bauxita.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Da Universidade Federal Do Rio De Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

RODRIGUEZ, T. T. **Proposta de classificação geotécnica para colúvios brasileiros.** Tese (Doutorado) – Programas De Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005

SANTOS, T. F. L. S. **Estudo experimental da camada de cobertura do aterro morro do céu, Niterói – RJ.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Rio de Janeiro, 2009.

SILVA, A. L.. **Deslizamentos nos morros do brejo da Guabiraba, Recife/PE:** uma visão para desenvolvimento local sustentável. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Ciência da Administração de Pernambuco, Recife, 2005.

SILVA, M. T. M. G. **Metodologia para determinação de parâmetros para solos não saturados utilizando ensaios com umidade conhecida.** Dissertação (Mestrado) –

Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

SOUZA JÚNIOR, E. S. **Simulação, em ambiente computacional, do método de Wenner e obtenção da resistência de um sistema de aterramento usando FDTD**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Elétrica da Universidade Federal do Pará, Belém, 2007.

SHENTU, N.; ZHANG, H.; LI, Q.; ZHOU, H.; TONG, R.; LI, XIONG. **A Theoretical Model to Predict Both Horizontal Displacement and Vertical Displacement for Electromagnetic Induction-Based Deep Displacement Sensors**. Sensors. 2011.

SILVEIRA, J.F.A. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SOILMOISTURE – Equipment Corp. **Tensiometers**. Disponível em: <<http://www.soilmoisture.com/PDF%20Files/tensiom.pdf>>. Acesso em: Nov/2011.

SUZUKI, S. **Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e coluviais ao longo do oleoduto Curitiba-Paranaguá**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

TECHNE, 2012. **Revista Techne**. Disponível em: <<http://revistatechne.com.br/engenharia-civil/123/imagens/tec37.pdf>>. Acesso em: Jan/2012.

TONUS, B.P. A. **Estabilidade e Taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar Paranaense**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

TORRES, R. R. **Caracterização espacial e as principais implicações ambientais das atividades de exploração do granito entre os anos de 2000 e 2004, na porção Sudeste do município de Balneário Camboriú**. Monografia (Graduação) – Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Vale do Itajaí, Itajaí, 2004.

TUCCI, Carlos E. M.: **Hidrologia**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

USSD - Committee on Monitoring of Dams and Their Foundations. **General Guidelines for Automated Performance Monitoring of Dams**. United States Committee on Large Dams, 1993.



RIGHETTO, A. M. **Hidrologia e Recurso Hídricos**. São Carlos: EESC/USP, 1998.

VAZ, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais. **Rev. Solos e Rochas**, v.19, n. 2, p. 117-136, ABMS/ABGE, São Paulo, 2003.

VILLAR , L. F. S. **Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico da PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2002.

***ANEXOS***



# CROQUI DE INSTALAÇÃO

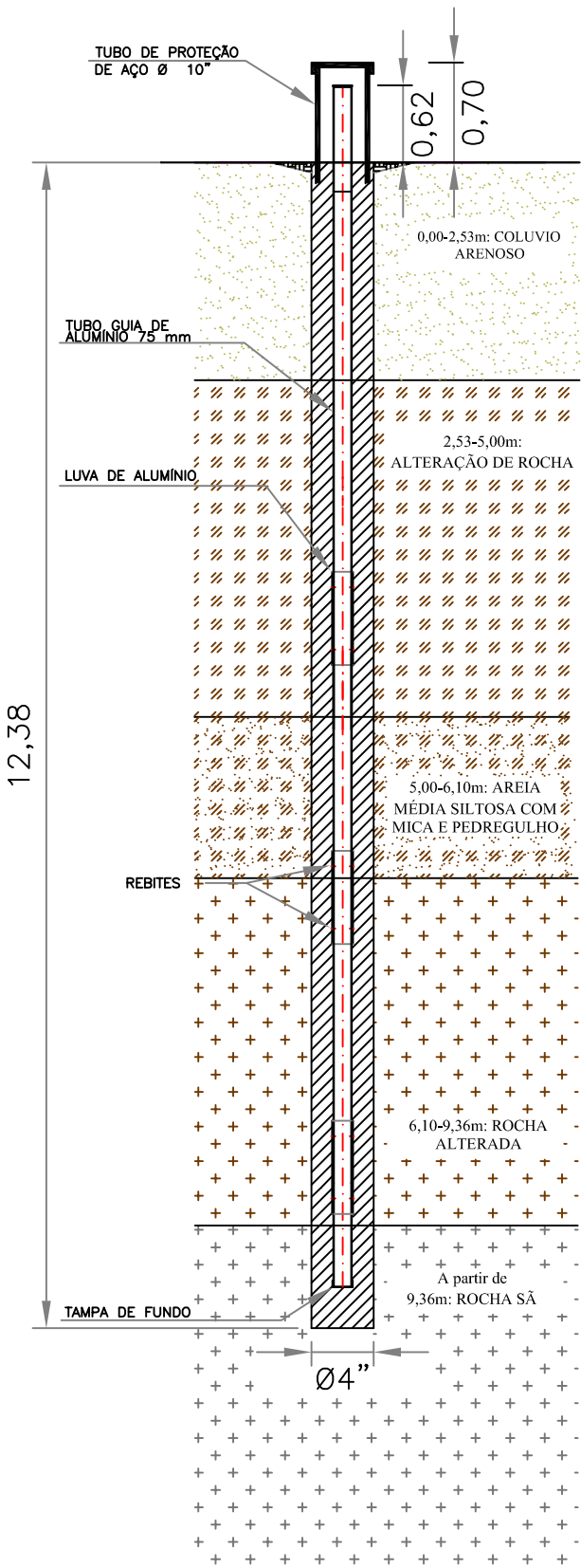
INCLINÔMETRO

INC-01

LEGENDA



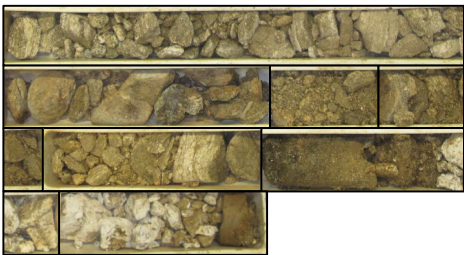
COLI (CIMENTO + BENTONITA)



## PERFIL DE SONDAGEM

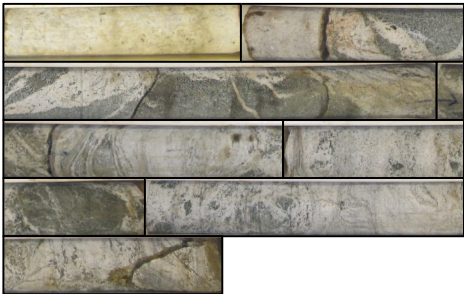
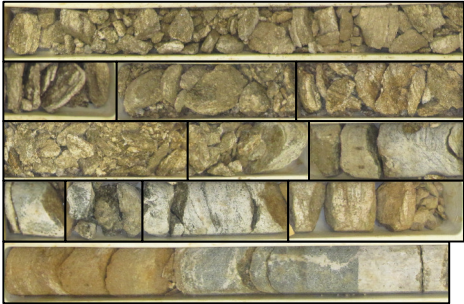
0,00-2,53m - SONDAGEM SPT

2,53-5,00m - SONDAGEM ROTATIVA



5,00-6,10m-SONDAGEM SPT

6,10-12,38m - SONDAGEM ROTATIVA





# CROQUI DE INSTALAÇÃO

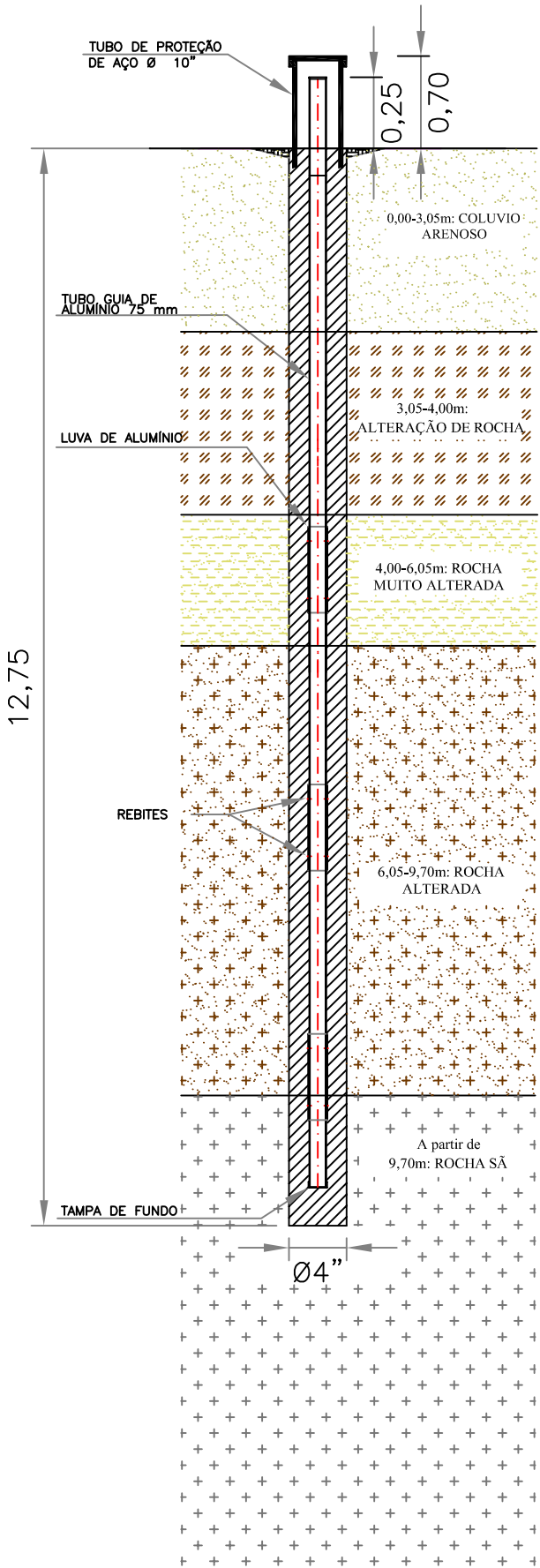
INCLINÔMETRO

INC-02

## LEGENDA



COLI (CIMENTO + BENTONITA)



## PERFIL DE SONDAGEM

0,00-3,05m - SONDAGEM SPT

3,05-12,75m - SONDAGEM ROTATIVA



OBS.: CROQUI APENAS REPRESENTATIVO, DESENHO SEM ESCALA








# CROQUI DE INSTALAÇÃO

## PIEZÔMETRO CASAGRANDE

### PZC-01

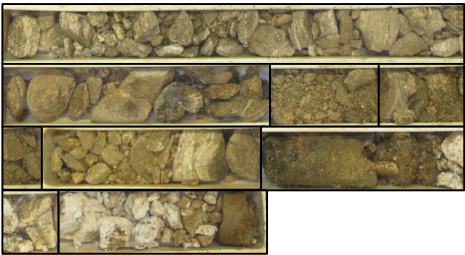
#### LEGENDA

-  COLI (CIMENTO + BENTONITA)
-  BENTONITA EM "PELLETS"
-  AREIA LAVADA GRADUADA (PRÉ-FILTRO)

#### PERFIL DE SONDAGEM

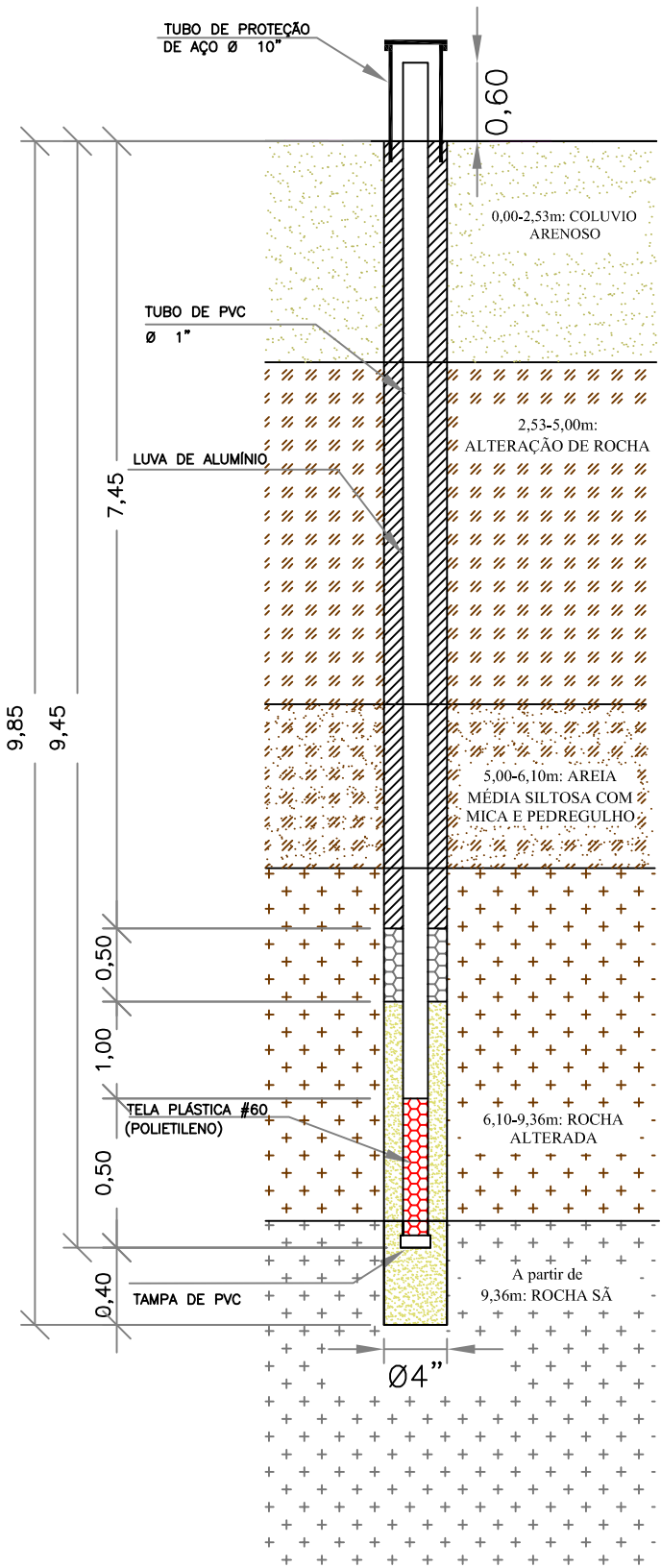
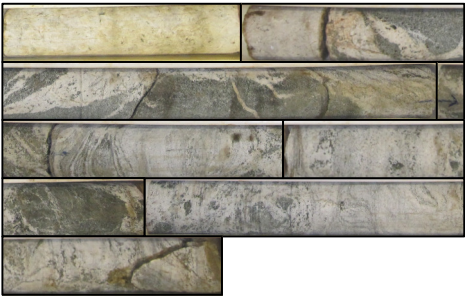
0,00-2,53m - SONDAGEM SPT

2,53-5,00m - SONDAGEM ROTATIVA



5,00-6,10m-SONDAGEM SPT

6,10-12,38m - SONDAGEM ROTATIVA



OBS.: CROQUI APENAS REPRESENTATIVO, DESENHO SEM ESCALA

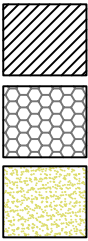


# CROQUI DE INSTALAÇÃO

## PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE

### PZE-01

#### LEGENDA



COLI (CIMENTO + BENTONITA)

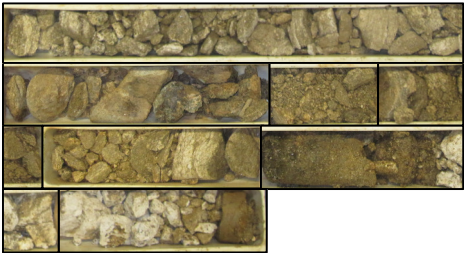
BENTONITA EM "PELLETS"

AREIA LAVADA GRADUADA (PRÉ-FILTRO)

#### PERFIL DE SONDAGEM

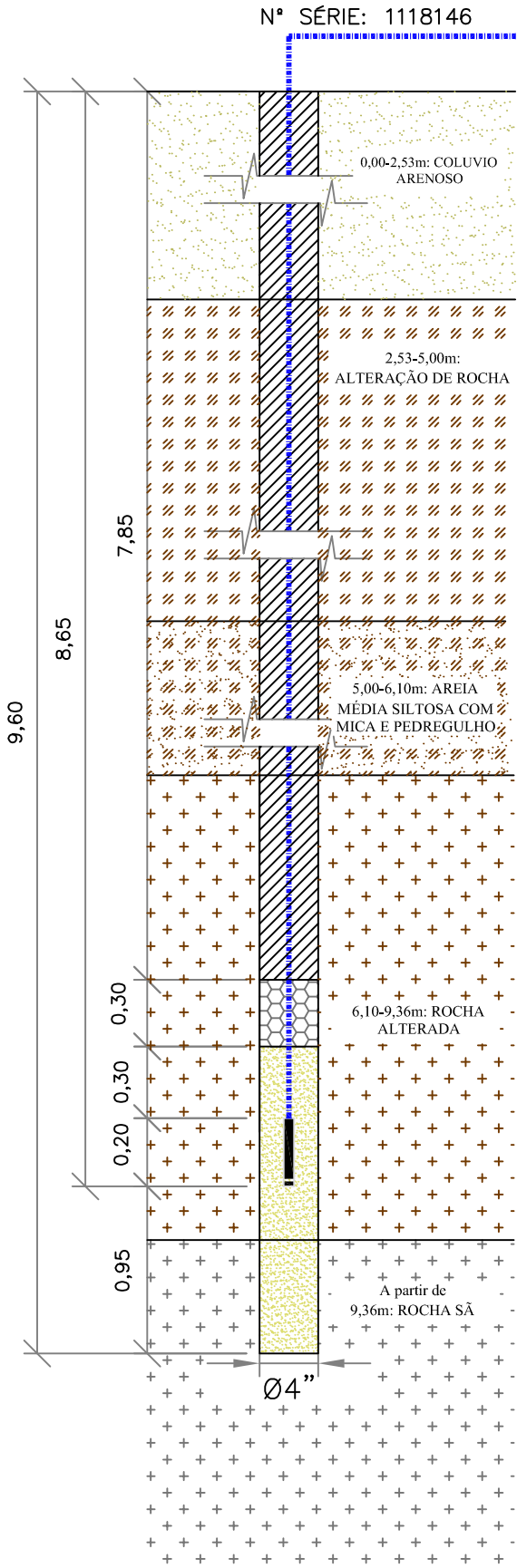
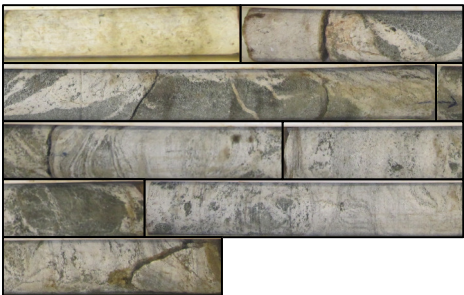
0,00-2,53m - SONDAGEM SPT

2,53-5,00m - SONDAGEM ROTATIVA



5,00-6,10m-SONDAGEM SPT

6,10-12,38m - SONDAGEM ROTATIVA



OBS.: CROQUI APENAS REPRESENTATIVO, DESENHO SEM ESCALA

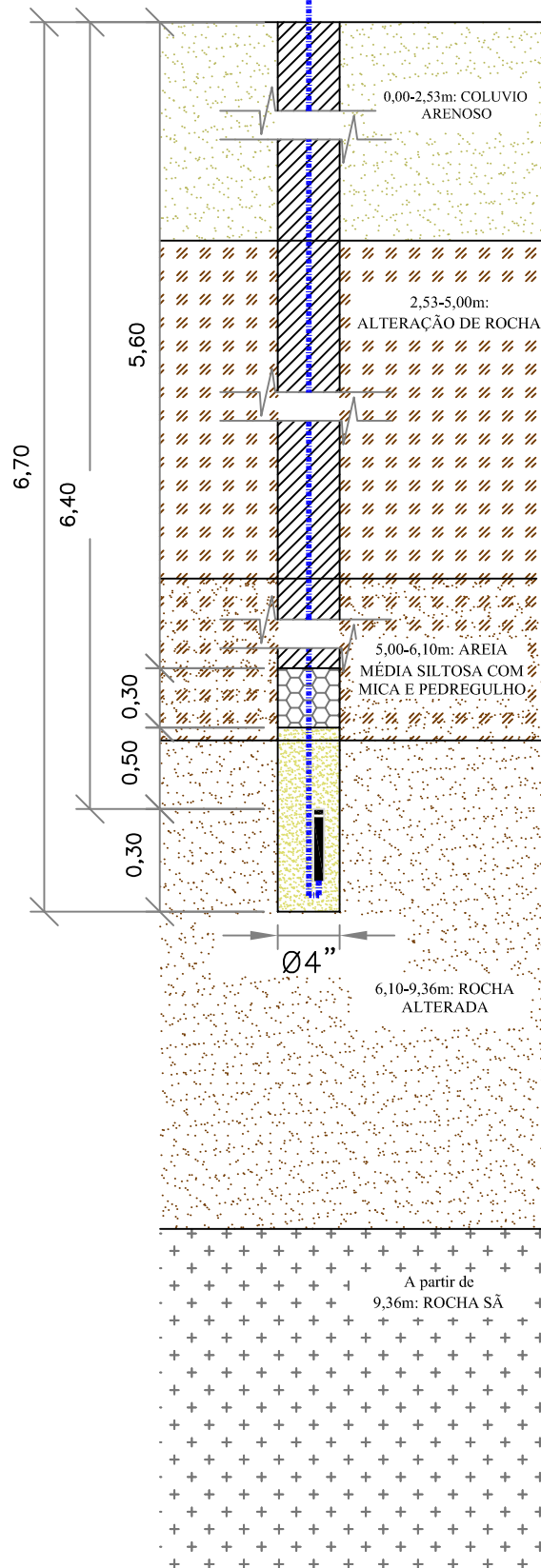


# CROQUI DE INSTALAÇÃO

## PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE

### PZE-02

N° SÉRIE: 1118148



## LEGENDA



COLI (CIMENTO + BENTONITA)



## BENTONITA EM "PELLETS"

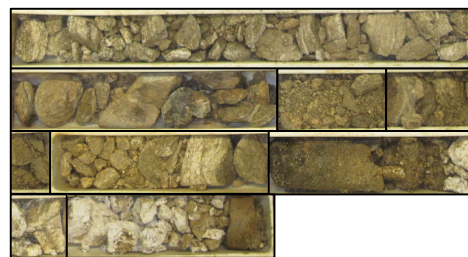


AREIA LAVADA GRADUADA  
(PRÉ-FILTRO)

## PERFIL DE SONDAGEM

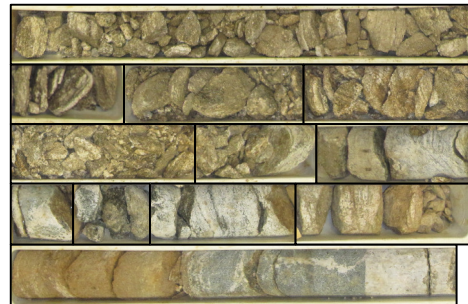
0,00-2,53m - SONDAGEM SPT

2,53-5,00m - SONDAGEM ROTATIVA



5,00-6,10m-SONDAGEM SPT

6,10-12,38m - SONDAGEM ROTATIVA



OBS.: CROQUI APENAS REPRESENTATIVO, DESENHO SEM ESCALA



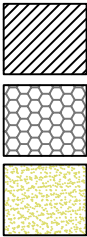


# CROQUI DE INSTALAÇÃO

## PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE

### PZE-03

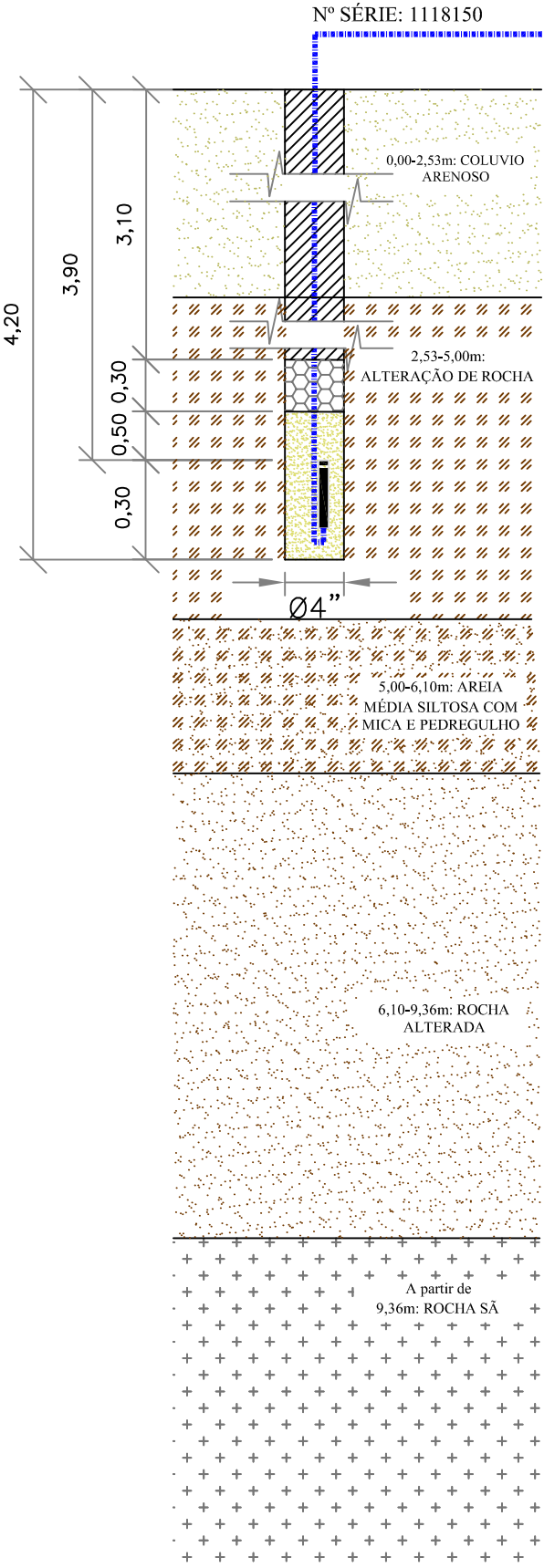
#### LEGENDA



COLI (CIMENTO + BENTONITA)

BENTONITA EM "PELLETS"

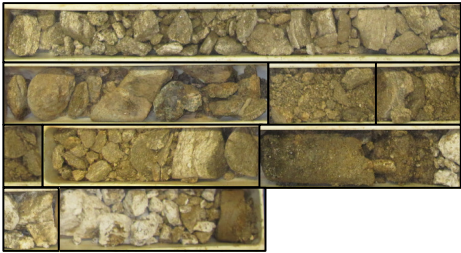
AREIA LAVADA GRADUADA (PRÉ-FILTRO)



#### PERFIL DE SONDAGEM

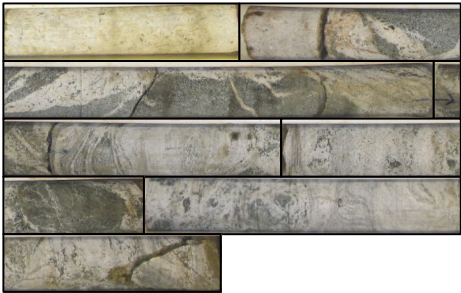
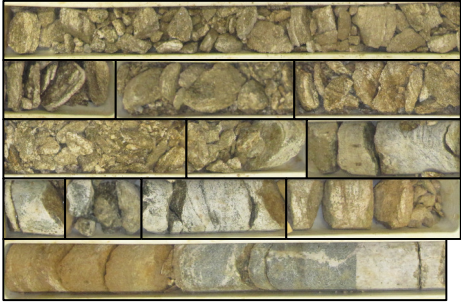
0,00-2,53m - SONDAGEM SPT

2,53-5,00m - SONDAGEM ROTATIVA



5,00-6,10m-SONDAGEM SPT

6,10-12,38m - SONDAGEM ROTATIVA



OBS.: CROQUI APENAS REPRESENTATIVO, DESENHO SEM ESCALA








# CROQUI DE INSTALAÇÃO

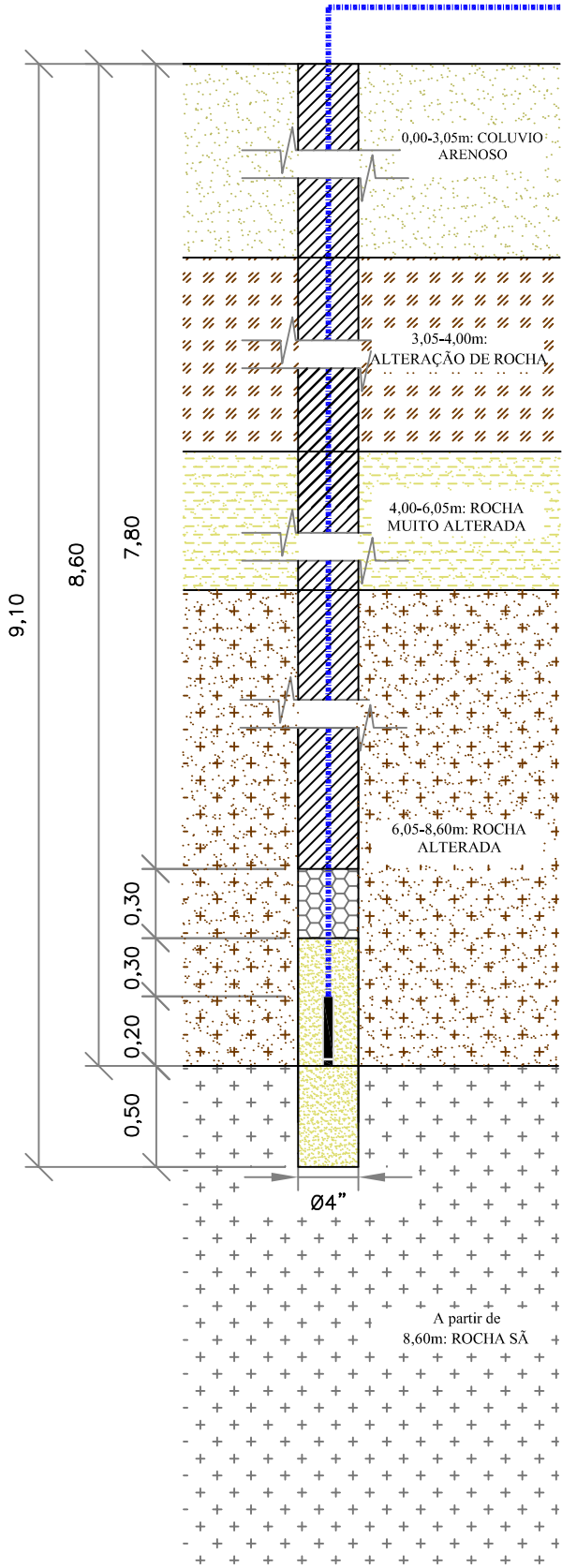
## PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE

### PZE-04

#### LEGENDA

-  COLI (CIMENTO + BENTONITA)
-  BENTONITA EM "PELLETS"
-  AREIA LAVADA GRADUADA (PRÉ-FILTRO)

Nº SÉRIE: 1118145



#### PERFIL DE SONDAGEM

0,00-3,05m - SONDAGEM SPT

3,05-12,75m - SONDAGEM ROTATIVA








# CROQUI DE INSTALAÇÃO

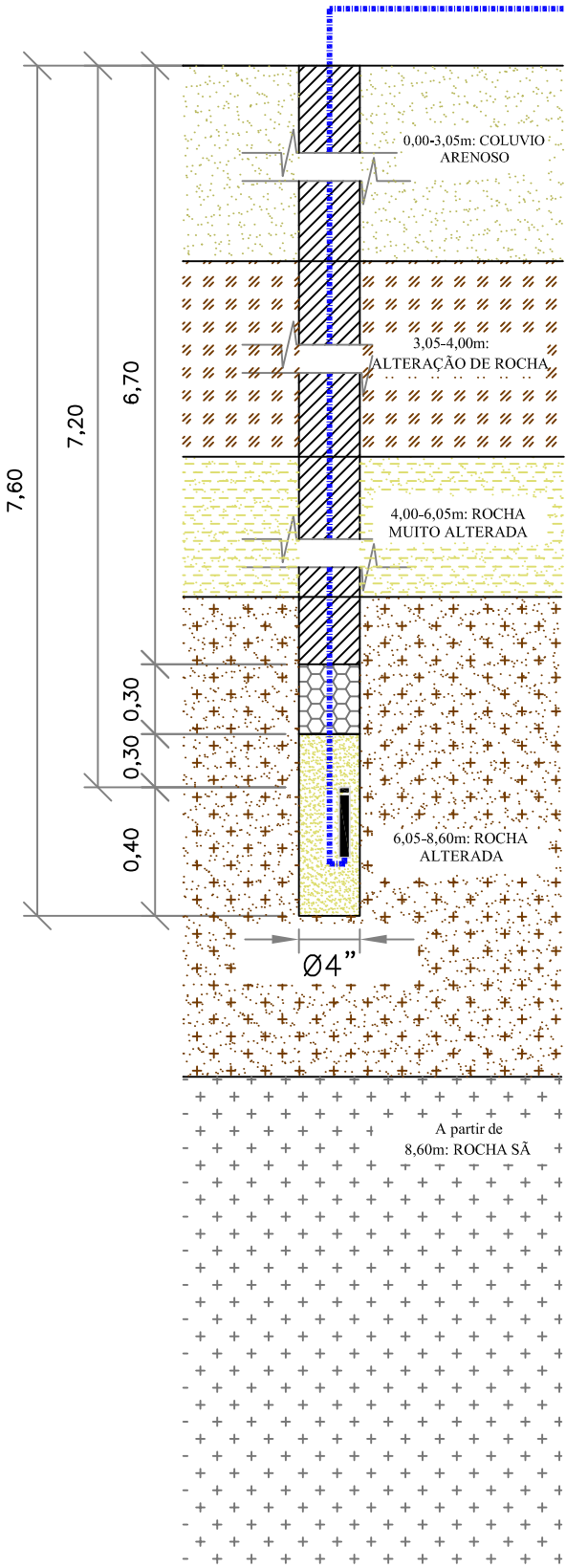
## PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE

### PZE-05

#### LEGENDA

-  COLI (CIMENTO + BENTONITA)
-  BENTONITA EM "PELLETS"
-  AREIA LAVADA GRADUADA (PRÉ-FILTRO)

Nº SÉRIE: 1118149



#### PERFIL DE SONDAGEM

0,00-3,05m - SONDAGEM SPT

3,05-12,75m - SONDAGEM ROTATIVA



OBS.: CROQUI APENAS REPRESENTATIVO, DESENHO SEM ESCALA



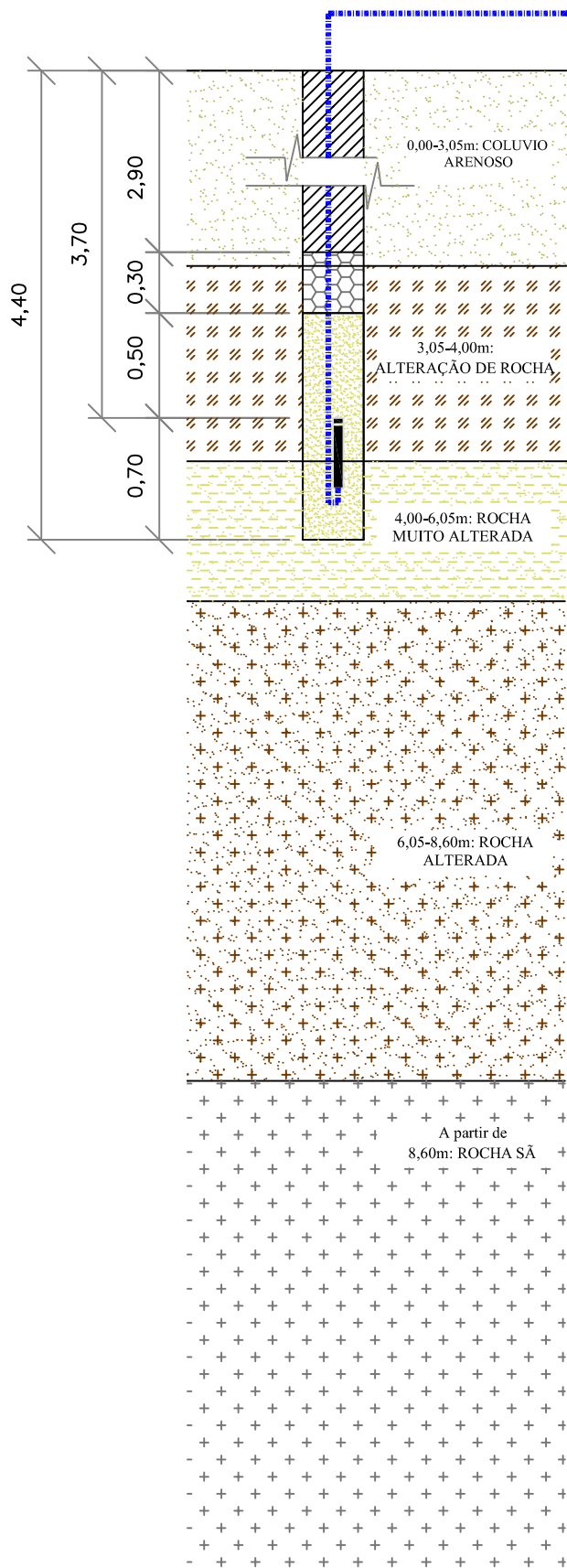


# CROQUI DE INSTALAÇÃO

## PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE

PZE-06

Nº SÉRIE: 1118147



### LEGENDA



COLI (CIMENTO + BENTONITA)



BENTONITA EM "PELLETS"



AREIA LAVADA GRADUADA (PRÉ-FILTRO)

### PERFIL DE SONDAGEM

0,00-3,05m - SONDAGEM SPT

3,05-12,75m - SONDAGEM ROTATIVA

